

# DER STAHLBAU

SCHRIFTFÜHRUNG: PROF. DR.-ING. DR.-ING. E.H. KLOPPEL DARMSTADT  
VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN BERLIN-WILMERSDORF

Heft 3 — März 1958





Abdeckroste  
stabil  
trittsicher

**STEINHAUS**  
GMBH · MULHEIM (RUHR) · SPELDORF

**ADLER**  
BÜROMASCHINEN

Güte dient mehr und länger



**ANZEIGEN**

in „DER STAHLBAU“



**stets im Blickfeld**

der Auftraggeber



**Metallogen**  
GESELLSCHAFT FÜR SCHWEISSTECHNIK  
UND WERKSTOFFSCHUTZ M. B. H.  
WATTENSCHIED I. W.

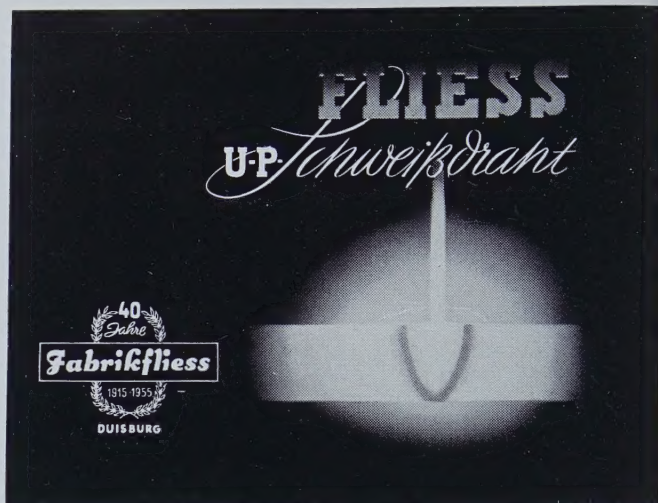
*Ein Trümpf!*

**UM 46V**  
Eine ideale  
**Metallogen**  
ELEKTRODE  
für die  
**Abwärtsschweißung**

Zugelassen von der Deutschen Bundesbahn für die Güteklassen E 34 z, E 37 z, E 52 z, einschließlich Stehbolzen, sowie für den Brückenbau als E 37 zB u. E 52 zB.

**Metallogen**  
ELEKTRODEN  
Einmal erprobt  
immer gelobt!

Wir suchen in verschiedenen Bezirken weitere Fachvertreter und Wiederverkäufer zu günstigen Bedingungen. Anfragen erbitten wir direkt an uns.



**FLIESS**  
U.P. Schweißdraht

40 Jahre  
**Fabrikfließ**  
1915 1955  
DUISBURG

## Wichtig für neue Bezieher der Zeitschrift DER STAHLBAU

DER STAHLBAU 1957 ist wieder vollständig lieferbar. Alle vergriffen gemeldeten Hefte sind nach erfolgtem Nachdruck zum Preise von DM 3,— je Heft zuzüglich Porto erhältlich. Preis für den kompl. Jahrgang in Leinen gebunden DM 40,—. Einbanddecken für den Jahrgang 1957 und frühere Jahrgänge DM 3,50 zuzüglich Porto.

Bestellungen nimmt Ihre Buchhandlung entgegen.

VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN  
Berlin-Wilmersdorf, Hohenzollerndamm 169



**ARCOS**

Schweiß-Elektroden  
für alle Schweißarbeiten

Hohl-Elektroden für  
Sauerstoff-Lichtbogen-Schneiden

Netzmantel-Elektroden  
für Automaten-Schweißung

Autogen-Falzdrähte  
für NE-Metalle

Schweißtransformatoren  
zwischen 20-1000 Ampere

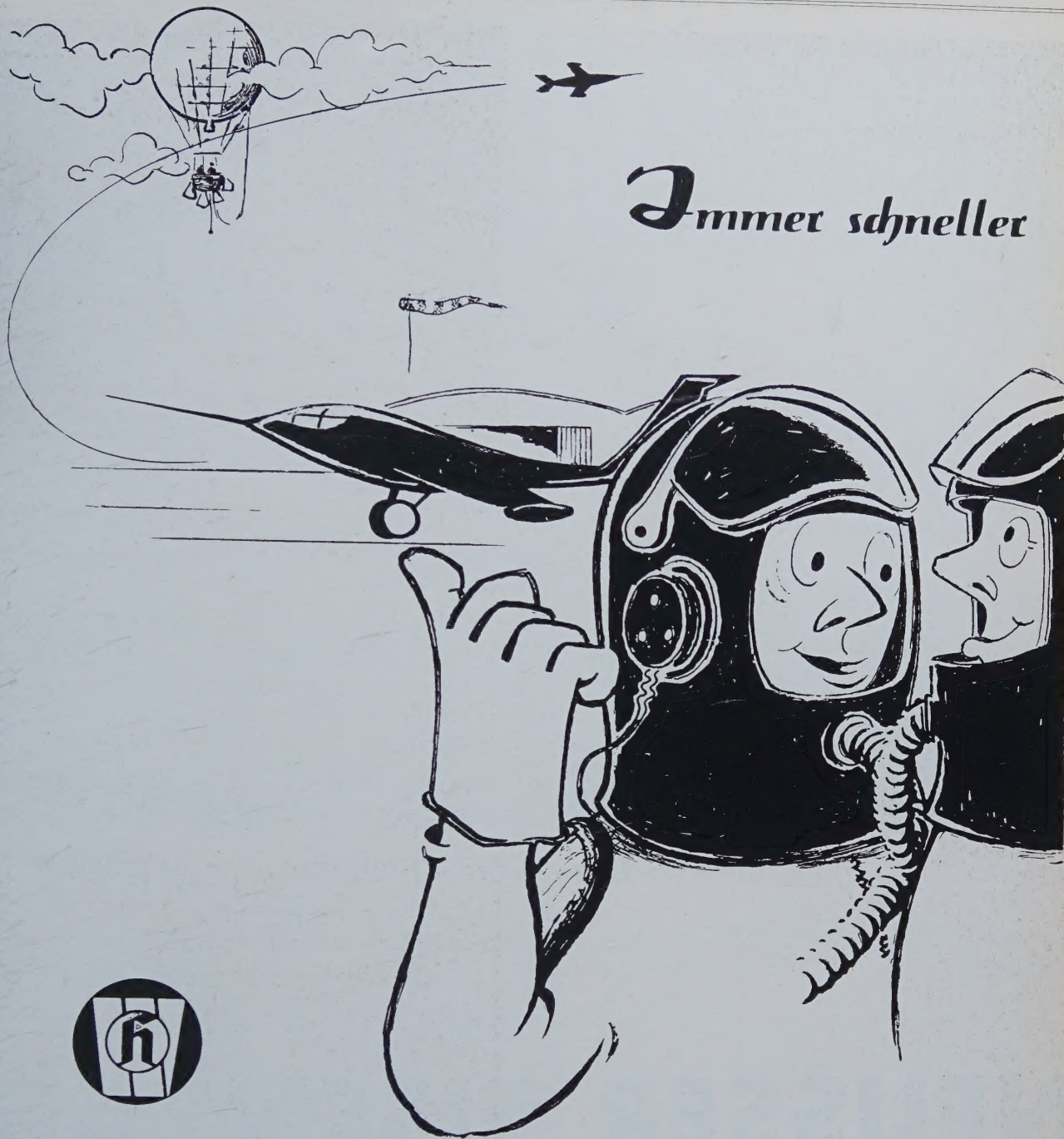
Schweißautomaten  
für Netzmantel, UP- und  
ARCOSARC CO<sub>2</sub>-Schweißung

Balance-Positioner

Schweißerausrüstungen

**ARCOS-AACHEN**  
Gesellschaft für Schweißtechnik m. b. H.  
Jülicher Straße 122/134 · Telefon 34841/42

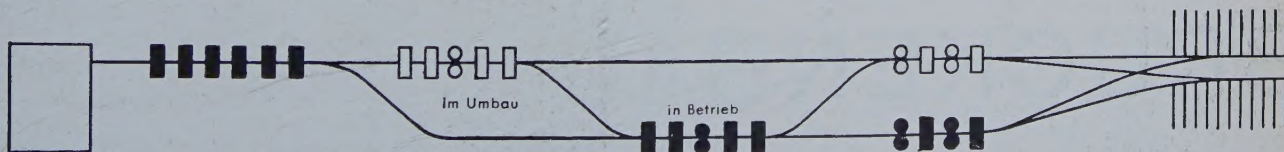




Immer schneller spielt sich der Ablauf des Tagesgeschehens ab.

Die Voraussetzung für diese Entwicklung schuf die Industrie mit immer schneller und rationeller produzierenden Anlagen.

Zur weiteren Leistungssteigerung haben wir eine vollkontinuierliche Feineisenstraße mit 16,25 m/sec — das sind etwa 60 Stundenkilometer — gebaut. Eine neuartige Gerüstanordnung ermöglicht einen Programmwechsel ohne Produktionsunterbrechung. Es wird pausenlos gewalzt.



Kürzere Lieferfristen bei großer Sortenauswahl, rationelle Fertigung durch hohe Walzgeschwindigkeiten, größte Genauigkeit infolge neuartiger Kalibrierung sind Vorteile, die unserer Kundschaft zugute kommen.

# HOESCH-WESTFALENHÜTTE AG DORTMUND





Nordbrücke Düsseldorf — Flutbrücke

Sonderangebot Neusser Eisenbau Bleichert K. G.

(Ausführung in Arbeitsgemeinschaft)

# NEUSSER EISENBAU

Bleichert K.G. - Neuss/Rh.

## BRÜCKENBAU

## STAHLHOCHBAU



# DER STAHLBAU

Schriftleitung:

Professor Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. Kurt Klöppel,  
Darmstadt, Technische Hochschule

Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin-Wilmersdorf  
Hohenzollerndamm 169, Ruf: 87 15 56

7. Jahrgang      Berlin, März 1958      Heft 3

## Inhalt

Seite

Grassl, Hans, Dipl.-Ing., Düsseldorf: Nordbrücke Düsseldorf. II. Teil: Statik und Konstruktion der Flutbrücke . . . . .	57
Mohr, Laurenz, Dipl.-Ing., Köln: Über Konstruktion und Berechnung des Antennenspiegels für das Radioteleskop der Universitätssternwarte Bonn . . . . .	63
Radojkovic, Milan, Belgrad: Die neue Straßenbrücke über die Save in Belgrad (Fortsetzung aus Heft 2/1958) . . . . .	70

## Verschiedenes:

Mathar, H., Dipl.-Ing.: Vergleich verschiedener Verfahren zur Bestimmung der Sprödigkeit von Punktschweißungen an Stahlblechen . . . . .	78
K. H., Dr.: Ein Elektrolichtbogen-Gerät zum Drahtspritzen auf Stahl . . . . .	80
Lacher, G., Dipl.-Ing.: Vorgespannte Windstreben in einem 21stöckigen Hotel . . . . .	81
Anders, H.: Korrosionsschutz landfester Bauten durch Monel-Plattierungen . . . . .	82
Lacher, G. u. Wagner, G.: Tagung: Fortschritt im Stahlbrückenbau . . . . .	82
Hochschulnachricht . . . . .	83
Bücherschau . . . . .	83
Berichtigung . . . . .	84

## Bezugsbedingungen

Vierteljährlich 7,50 DM (Ausland nur ganzjährlich 30,—DM), Einzelheft 3,—DM und Zustellgeld. Monatlich ein Heft, Bezugspreis im voraus zahlbar. Bestellungen nehmen jede Buchhandlung und jede Postanstalt oder der Verlag entgegen. Postscheckkonto: Berlin-West 16 88. Abbestellungen einen Monat vor Schluß des Kalendervierteljahres. Bestellungen für das Ausland sind zu richten

für Österreich an Rudolf Lechner & Sohn, Wien I/1, Seilerstätte 5,  
für die Schweiz an Verlag für Wissenschaft, Technik und Industrie AG.,  
Basel, Schützenmattstraße 43,  
für Italien an Libreria Commissionaria Sansoni, Firenze, Via Gino  
Capponi 26,  
für das gesamte übrige Ausland und Übersee an I. R. Maxwell & Co. Ltd.,  
London W 1, 4/5 Fitzroy Square.



## AUS DER INDUSTRIE

(Ohne Verantwortung der Schriftleitung)

### Schweißfachingenieur- und Schweißfachmann- Lehrgänge in Frankfurt am Main

Das Institut für Schweißtechnik in Frankfurt am Main (Leitung Prof. Ing. habil. Hermann Holler, Frankfurt am Main, Frauenlobstr. 45) veranstaltet

- a) Schweißfachingenieurlehrgänge: Beginn: 3. 3. 1958 und 19. 5. 1958,
- b) Schweißfachmannlehrgänge: vom 22. 3. 1958 bis 31. 3. 1958 und 14. 6. 1958 bis 23. 6. 1958.

Nähere Einzelheiten durch das genannte Institut Frankfurt am Main, Frauenlobstr. 45, Tel. 77 29 50. Preiswerte Unterkünfte können besorgt werden.

### DEUTSCHE INDUSTRIE MESSE HANNOVER

Im Rahmen der 14. FACHBUCHSCHAU DEUTSCHER VERLEGER stellen wir während der Deutschen Industrie-Messe Hannover (27. 4.—6. 5. 1958) in der Halle 1, Stand 100aa anerkannte Fachbücher und die Zeitschriften BETON- und STAHLBETONBAU, DIE BAUTECHNIK, DER STAHLBAU und SCHRIFTTUMKARTEI FÜR BAUWESEN aus.

Diese FACHBUCHSCHAU DEUTSCHER VERLEGER wird von der Fachbuchhandlung für technische Literatur FR. WEIDEMANN'S BUCHHANDLUNG, Hannover, Am Steintor, veranstaltet.

Zur Stahlbautagung 1958 in Heidelberg, am 22. u. 23. Mai 1958, erscheint DER STAHLBAU, Heft 5/1958 in erhöhter Auflage. Wir bitten, Ihre Anzeigenwünsche rechtzeitig bekanntzugeben.

VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN

Soeben erschienen



# HÜTTE

Taschenbuch  
für  
Betriebsingenieure

## BETRIEBSHÜTTE

### BAND II · BETRIEB

Fünfte, neu bearbeitete und erweiterte Auflage  
XXII, 810 Seiten · 1050 Bilder · 305 Zahlentafeln · DIN A5  
Leinen 66,— DM · Leder 78,— DM

Mit Daumeneinschnitten zum Aufschlagen der Kapitel und den dazugehörigen Registerseiten sowie einem Stichwortverzeichnis mit etwa 4500 Stichwörtern

So urteilt die Fachpresse des In- und Auslandes:

- ... einfach vorbildlich in seiner Inhaltsfülle und Gestaltung ...
- ... kostbares Nachschlagewerk ...
- ... zweckmäßige und würdige Ausstattung ...

VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN · BERLIN

Zu beziehen durch jede Buchhandlung



Hef 3

DK 624.7 Verbundbrücken

Die Anzahl der Hauptträger und damit die Stützweiten der Fahrbahnplatte in Querrichtung mußten so gewählt werden, daß eine möglichst dünne und damit leichte Fahrbahnplatte ausreichte, um die Lasten in Querrichtung auf die Hauptträgerstege zu übertragen. Gleichzeitig mußte die Fahrbahnplatte Obergurt der Hauptträger sein.



Eine Reihe von Voruntersuchungen und Vergleichsrechnungen ergab, daß die 4 Hauptträger in drei gleichen Abständen die statisch günstigste und dabei wirtschaftlichste Lösung darstellen.

Betonierzustand

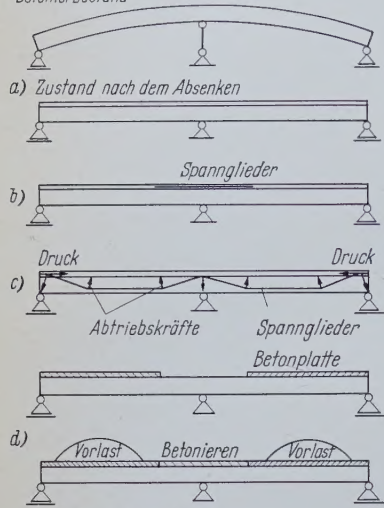


Bild 3. Die Vorspannarten von Verbundbrücken; b) und c) kommen bei der Flutbrücke zur Anwendung

2.22 Eine weitere Frage war, ob Eigengewicht- und Verkehrslastverbund oder ob allein Verkehrslastverbund günstiger wäre. Die ersten überschlägigen Berechnungen ergaben, daß bei vollem Eigengewichtsverbund zu hohe Beton-Druckspannungen in den Feldmitten, besonders in den Randfeldern, entstanden, die zusammen mit den Spannungen aus den übrigen Aufgaben der Fahrbahnplatte die zulässigen Betonspannungen überschritten hätten.

Durch eine Unterspannung wurde es möglich, die Verbundwirkung auch für Eigengewicht auszunutzen. Der Eigengewichtsverbund war leicht zu erreichen, da

die niedrige Lage der Brücke in nur 8 m Höhe über dem Flutgelände eine Abstützung der stählernen Hauptträger vor dem Betonieren an beliebigen Punkten ohne große Kosten ermöglichte.

2.23 Ferner war zu klären, ob die Verbundwirkung nur in den Feldern mit positivem Momentenbereich oder auch über den Pfeilern, also in den negativen Momentenbereichen, auszunutzen wäre. Zur Zeit der Entwurfsaufstellung wurden solche teilweisen Verbundbrücken noch vorgeschlagen.

Die Verbundwirkung über den Pfeilern nicht in Rechnung zu stellen, wurde aber im vorliegenden Fall nicht in Betracht gezogen, da die Wirkungsweise einer solchen Trennung der Fahrbahnplatte von der Stahlkonstruktion sehr schwierig herzustellen und zu gewährleisten ist. Ferner ist es schwierig, die Spannungsverteilung beim Übergang der Obergurkräfte von einem reinen Stahlquerschnitt auf einen Verbundquerschnitt richtig zu erfassen.

Schnitt a-a

Schnitt b-b

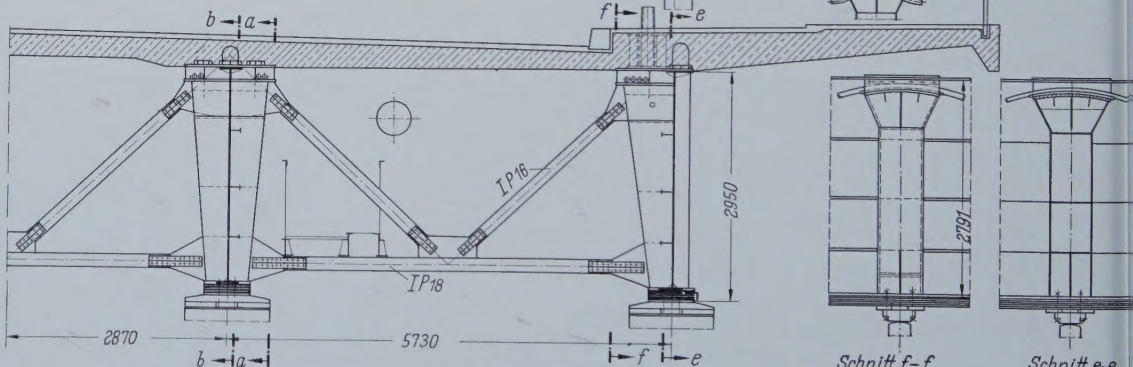
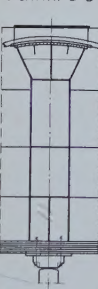


Bild 4. Querverband über den Pfeilern, gleichzeitig oberer Umlenkungspunkt

Es wurden daher die Zugspannungen in der Fahrbahnplatte im Bereich der Pfeiler so weit überdrückt, bis die noch verbleibenden geringen Zugspannungen eine volle Mitwirkung des Betons als Obergurt gestatteten.

Maßnahmen, die eine vollkommene oder teilweise Ausschaltung der Zugbeanspruchung in einer Fahrbahnplatte bewirken, sind folgende (Bild 3):

- Heben der Konstruktion und Absenken nach dem Aufbringen des Betons (Montagemaßnahmen),
- Anordnung einer Längsvorspannung innerhalb der Platte,
- Unterspannen des Gesamtsystems (Hauptvorspannung) in der Form, daß an den Enden der Brücke Spannkabel verankert

und angespannt werden, welche einerseits eine Druckvorspannung in der Längsrichtung erzeugen und andererseits durch Umlenkkräfte in den Feldern eine dem Eigengewicht entgegenwirkende Belastung hervorrufen. In den Feldern werden daher die Spannkabel trapezförmig, parabelförmig oder dreiecksförmig an die Untergurte heruntergezogen,

#### d) Vorbelastungen.

Das Einbringen der Längsvorspannung und der Unterspannung (Hauptvorspannung) kann erfolgen, bevor oder nachdem die Fahrbahnplatte mit der Stahlkonstruktion in Verbund gebracht wird. Ein Vorspannen der Fahrbahnplatte, bevor sie in Verbund mit der Stahlkonstruktion gebracht wird, hat den Vorteil, daß die gesamte Vorspannkraft in den Betonquerschnitt eingeleitet wird, ohne daß ein Teil in den Stahlträger abwandert. Die konstruktiven Maßnahmen, die erforderlich sind, um die Fahrbahnplatte einwandfrei von der Stahlkonstruktion für das Vorspannen zu trennen und nachher wieder zu schließen, sind aber umständlich und schwierig.

Die Momentensummenlinie kann durch eine Unterspannung beeinflußt werden, daß auch in den Feldbereichen die Stahl- und Betonspannungen ermäßigt werden.

Eine gewissenhafte Abwägung aller Möglichkeiten ergab, daß im vorliegenden Fall ein sofortiger Verbund, nachheriges Vorspannen durch Längsvorspannung in der Platte und Unterspannen am wirtschaftlichsten waren.

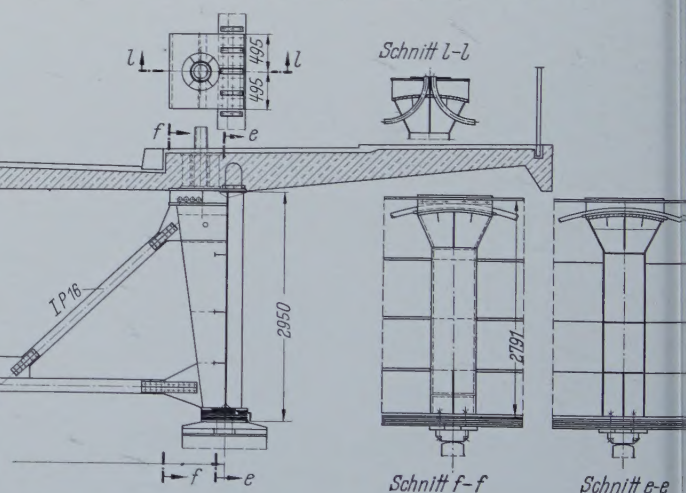
Zusätzliche Momentenveränderungen durch Heben oder Senken und Vorbelastungen hätten keine Vorteile gebracht.

2.24 Es war weiter zu entscheiden, ob in Querrichtung schlaff bewehrt oder vorgespannt wird.

Die Platte könnte für Brückenklasse 60 in Querrichtung schlaff bewehrt werden, wenn diese Beanspruchungsart allein aufträte. Die Vorspannung in der Querrichtung ist jedoch notwendig, um die Zugspannungen in dieser Richtung so zu ermäßigen, daß die Platte ihre Aufgabe als Obergurt der Hauptträger erfüllen kann. Eine Platte mit schlaffer Bewehrung wird bei diesen Spannweiten und Dicken so große Biegezugspannungen aufweisen, daß eine Rißbildung zu befürchten ist, die eine volle Mitwirkung der Platte als Hauptträgerobergurt, wie es die Statik vorsieht, verhindert.

Auf die Quervorspannung von Fahrbahnplatten kann nur in besonders günstigen Fällen verzichtet werden.

Es wurde daher eine Quervorspannung angeordnet.



2.3 Für die Querverteilung der Lasten auf die vier Hauptträger wurden 4 Querverbände in jedem Feld angeordnet. Die 2 Querverbände in der Nähe der Auflager dienen gleichzeitig als Umlenkstellen für die Hauptvorspannung (Bild 2).

Die Querverbände über den Pfeilern leiten die Windkräfte an die Lager ab. Gleichzeitig sind sie die oberen Umlenkstellen für die Seile der Hauptvorspannung (Bild 4).

Horizontale Verbände wurden für den Endzustand nicht vorgesehen. Alle horizontalen Kräfte sollen durch die Fahrbahnplatte geleitet werden.

Während des Bauzustandes hatte ein Verband das Ausweichen der Gurte bei der Montage und dem Betonieren verhindert.



## Statische Berechnung

3.1 Vor Beginn der Berechnung des oben entwickelten Systems, des über 6 Felder durchlaufenden 4-stegigen Balkens mit Eigenwichts- und Verkehrslastverbund, Hauptvorspannung, Längsvor-  
anordnung über den Stützen und Quervorspannung, war es notwendig,  $\beta$  die Konstanten, welche in die Berechnung eingingen, sorgsam ausgewählt wurden. Als Baustoffe wurden B 450, St 52 und St 37.12 gewählt.

Die zulässigen Spannungen  $\sigma_{zul}$  sind aus Tafel 1 zu ersehen. Die Werte  $E$ ,  $n$ ,  $\varphi_{\infty}$ ,  $\varepsilon_s$  sind im folgenden angegeben:

Elastizitätsmodul des Stahls  $E_{St} = 2,1 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2$ ,  
Elastizitätsmodul des Betons 450  $E_b = 0,35 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2$ ,  
Verhältniszahl  $n = \frac{E_{St}}{E_b} = 6$ ,  
End-Kriechwert  $\varphi_{\infty} = 3,0$ ,  
End-Schwindmaß  $\varepsilon_s = 15 \cdot 10^{-5}$ .

Tafel 1. Zulässige Spannungen

Beanspruchungsart	Zulässige Spannungen (kg/cm <sup>2</sup> )		
	Stahl		Beton
	St 52	St 37	
Druck			
Hauptkräfte	2100	1400	130
Haupt- und Zusatzkräfte	2400	1600	
Dehnungssicherheit und kritische Verformung	3600	2400	300
Zug (Biegezug)			
Hauptkräfte	2400	1600	30
Haupt- und Zusatzkräfte	2500	1700	
Dehnungssicherheit und kritische Verformung	3600	2400	—

Tafel 2.  $n$ -Werte

Belastungsart	$n$	
	zum Zeitpunkt $t_0$	$t_n$
Eigengewicht	6	25
Längsvorspannung	6	25
Quervorspannung	6	25
Verkehrslast	6	6
Schwinden	6	15
Temperatur	6	6

Tafel 3. Querschnittswerte, errechnet auf Grund der maßgebenden  $n$ -Werte.  
Für die Punkte V—XII wurden die Betonspannungen aus der Hauptträgerwirkung ermittelt

		Mitte Feld 1	Pfeiler III	Mitte Feld 2	Pfeiler IV	Mitte Feld 3	Pfeiler V
Stahlwiderstandsmomente $W_{Stn}$ :	$n = 6$	0,5296	1,1109	0,3580	0,7171	0,3580	1,0127
	$n = 15$	0,5205	1,0687	0,3479	0,6910	0,3479	0,9751
	$n = 25$	0,5120	1,0329	0,3407	0,6697	0,3407	0,9434
Betonwiderstandsmomente $W_{bo}$ :	$n = 6$	11,0210	15,8654	10,0762	13,3869	10,0762	15,3549
	$n = 15$	15,0450	19,6565	14,4419	17,5548	14,4419	19,2384
	$n = 25$	17,3915	21,8608	16,8632	19,8920	16,8682	21,4713
Verbundquerschnittsfläche $F_{st}$ :	$n = 6$	1,6031	1,7932	1,5359	1,6588	1,5359	1,7596
	$n = 15$	0,8145	1,0046	0,7473	0,8702	0,7473	0,9710
	$n = 25$	0,6042	0,7943	0,5370	0,6599	0,5370	0,7607
Verbundquerschnittsfläche $F_b$ :	$n = 6$	9,6186	10,7592	9,2154	9,9528	9,2154	10,5576
	$n = 15$	12,2175	15,0690	11,2095	13,0530	11,2095	14,5650
	$n = 25$	15,1050	19,8575	13,4250	16,4975	13,4250	19,0175
Betonfläche $F_B$ : in m <sup>2</sup>		7,8866	7,8866	7,8866	7,8866	7,8866	7,8866

3.2 Die Berechnung der Verbundquerschnitte und die damit zusammenhängenden Spannungsnachweise bezüglich des Kriechinflusses wurden mit verschiedenen  $n$ -Werten durchgeführt. Vorausgegangene Vergleichsberechnungen zeigten, daß die Abweichungen gegen eine „strengere“ Berechnung so gering sind, daß diese Näherung gemacht werden kann. Es ergaben sich unter Benutzung der von Prof. Fritz [4] vorgeschlagenen Berechnungsmethoden die in Tafel 2 zusammengestellten Werte.

Die mittragenden Breiten wurden nach DIN 1078, Entwurf 1953, bestimmt; sie sind praktisch gleich dem Hauptträgerabstand.

3.3 Für die Lastverteilung in Querrichtung wurden folgende Annahmen getroffen: Die Aufteilung nach der Theorie verwindungs-  
freier Kreuzwerke wurde wegen der Mitwirkung der Fahrbahnplatte als zu ungünstig angesehen. Es wurde daher eine Vergleichsrechnung an einem Balken angestellt, der als Stützweite die Entfernung der geschätzten Biegelinienwendepunkte und den gleichen Querschnitt wie das tatsächliche Tragwerk hatte. Dieses System wurde mit Hilfe der Wölbkrafttheorie untersucht. Außerdem wurde das System als drehsteifes Kreuzwerk gerechnet, wobei die überzähligen Schnittgrößen an den Rändern der mitwirkenden Breite berücksichtigt wurden, um die Verträglichkeitsbedingungen der durchlaufenden Platte zu erfüllen. Die Ergebnisse zeigten, daß für eine allgemein aufgestellte Last, bei dem vorliegenden System, die folgende Rechenvereinfachung eine sehr gute Annäherung liefert (Bild 5). Das ganze

Tragwerk wird, unabhängig von der Lastaufstellung in der Querrichtung, wie ein in der Mittellinie belasteter vierstegiger Balken berechnet (Bild 5 b), während die Exzentrizitätsmomente in der Querrichtung, bezogen auf die Mittellinie, als zusätzliche Biegemomente durch senkrecht wirkende Kräfte in den Hauptträgerstegen aufgenommen werden (Bild 5 c). Der Einfluß des Exzentrizitätsmomentes ist in der Brückenachse 0 und steigt zum Brückenrand geradlinig an (Bild 5 c und d). Entsprechend verteilen sich auch die Längsspannungen in der Querrichtung des vierstegigen Balkens (Bild 5 d). Dabei bleibt noch für die Querverteilung als Reserve, daß auch der Schubfluß in der Platte einen querverteilenden

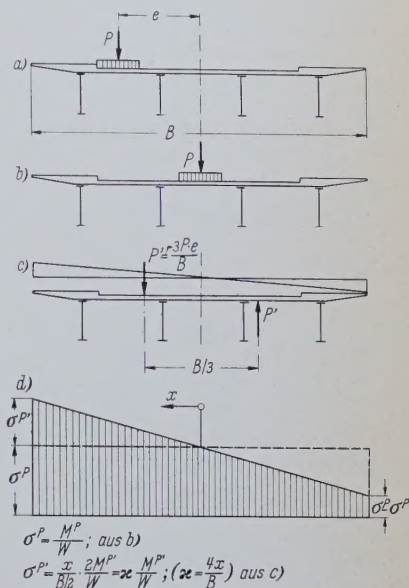


Bild 5. Querverteilung. a) Allgemeine Belastung, b) Belastung in der Mittellinie, c) Belastung durch das Exzentrizitätsmoment, d) Spannungsverteilung in Querrichtung

den Einfluß ausübt. Modellversuche haben gezeigt, daß, wenn man die Biegesteifigkeit einer querverteilenden Platte gegen Null reduziert, aber noch immer genügend Übertragungsmöglichkeit für den Längsschubfluß der Platte vorhanden ist, eine große querverteilende Wirkung der Platte übrigbleibt. Darüber soll an anderer Stelle berichtet werden.

3.4 Als statischer Querschnitt wurde der gesamte Brückenquerschnitt in Rechnung gesetzt. Zur Erfassung der Schwind- und Kriechwirkung wurden verschiedene  $n$ -Werte berücksichtigt. Einige kennzeichnende Querschnittswerte sind in Tafel 3 zusammengestellt. Die



Verteilung der Rechenpunkte über den Querschnitt ist aus Bild 6 ersichtlich.

Bei der Ermittlung der Stahlspannung wurden die Momente, in Anlehnung an die BE 1955 mit 0,95 multipliziert und die Widerstandsmomente auf die Randfaser bezogen.

3.5 Die Bestimmung der Momente, Längs- und Querkkräfte wurde für alle Belastungsfälle getrennt durchgeführt, bei den ständigen Lasten für „vor“ und „nach“ dem Kriechen ( $t_0$  und  $t_n$ ).

In Tafel 4 sind die kennzeichnenden Längskräfte und Momente zusammengestellt.

Als Rechenvereinfachung wurde eine kontinuierliche Unterstützung der Hauptträger während des Betonierens angenommen, was mit Rücksicht auf die enge Unterstützung in den Querträgerorten in Abständen von 14,40 m gerechtfertigt war. In einem besonderen Nachtrag wurde nachgewiesen, daß die

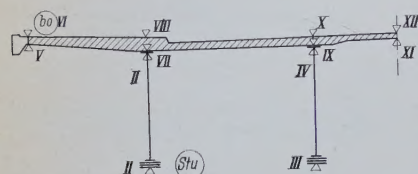


Bild 6. Verteilung der Rechenpunkte über den Querschnitt

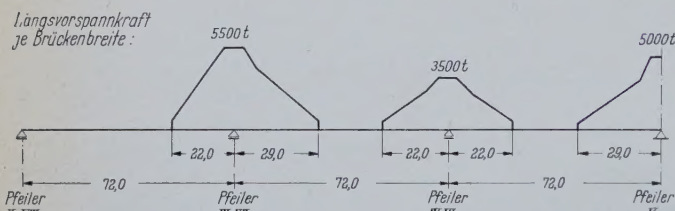


Bild 8. Verteilung der Längsvorspannung

Abweichung der Ergebnisse zwischen kontinuierlicher und tatsächlicher Stützung vernachlässigbar gering ist.

Der Abbau der Momente aus ständiger Last durch die Momente aus Hauptvorspannung und Längsvorspannung geht anschaulich aus Bild 7 hervor.

3.6 Die Spannungen wurden in den Zehntelpunkten der Feldweiten und in 12 Punkten je Querschnitt (siehe Bild 6) für die ungünstigste Lastkombination, einschließlich Schwinden und Kriechen, ermittelt.

Die Verteilung der Längsvorspannung geht aus Bild 8 hervor. Die kennzeichnenden Stahlspannungen des Randträgeruntergurt sind in Tafel 5 und die Betonzugspannungen in Tafel 6 zusammengestellt. Die Spannungen der Tafel 5 sind Stahlspannungen, die zur Beurteilung der Spannungen im Untergurt ausreichen. Tafel 6 zeigt die Spannungen an der höchsten Stelle der Fahrbahnplatte (Pkt VI in Bild 6). Die Spannungen der übrigen Punkte sind aus Hauptträgerwirkung stets geringer. Zu diesen Spannungen treten aber die Spannungen aus den anderen Aufgaben der Platte, außer den als Obergurt des Hauptträgers, hinzu. Diese anderen Aufgaben sind:

- Abtragung der Lasten auf die Hauptträgerstege; dadurch entstehen Spannungen in x- und y-Richtung (y-Richtung ist Brückenlängsrichtung),
- Obergurt der lastverteilenden Querträger.

Hinzu treten ferner die Schubspannungen aus der Wirkung der „mitragenden Breite“, erzeugt durch die Querkkräfte und die Normalkraftanteile der beiden Vorspannungen.

Die Zusammensetzung aller Spannungen liefert erst ein Bild darüber, ob die errechneten Betonspannungen, im besonderen die Betonzugspannungen, zulässig sind.

Die Zusammensetzung liefert Hauptzugspannungen, für die weder DIN 1078 noch DIN 4227 zulässige Werte angibt. Die zulässigen Werte für Hauptzugspannungen in DIN 4227 gelten offensichtlich nur für Stege und ohne Querbewehrung, das heißt, die Normal

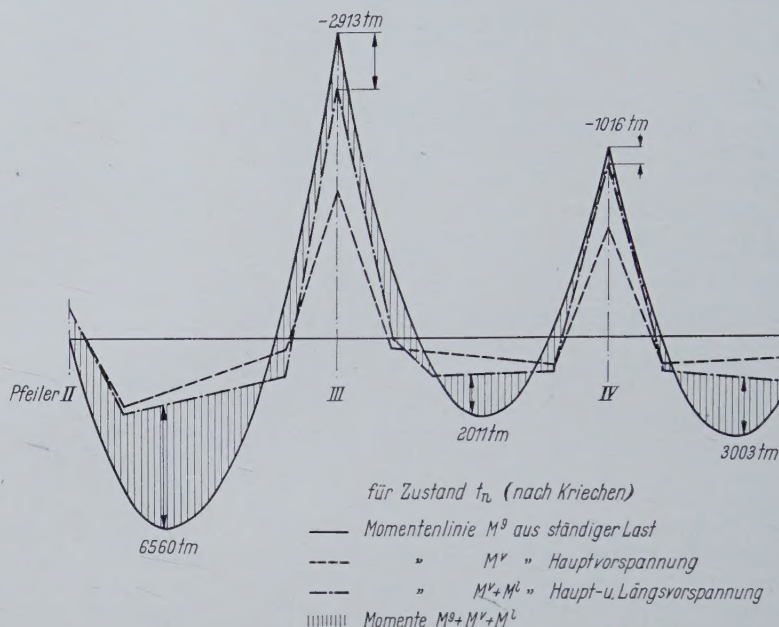


Bild 7. Abbau der Momente aus ständiger Last durch die Vorspannung

spannungen werden über die Plattendicke als konstant angenommen. Dieser Fall tritt bei den Fahrbahnplatten und den Bodenplatten niemals ein. In den Stegen sind ebenfalls nahezu immer bei Betonbrücken Quermomente, welche Randspannungen erzeugen, vorhanden. Die DIN 4227 sieht dafür keine zulässigen Werte für Hauptzugspannungen vor.

Bei der Fahrbahnplatte der Flutbrücke liegen die Hauptspannungen durchweg unter den zulässigen Werten für die Randspannungen nach DIN 1078. Um dies zu erreichen wurde die Fahrbahnplatte in Querrichtung vorgespannt. Die Austeilung der Quervorspannung

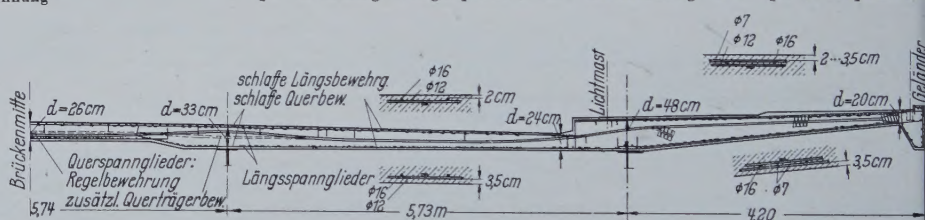


Bild 9. Verteilung der Bewehrung im Querschnitt

wurde mit der Austeilung der Längsvorspannung und den Plattendicken auf Grund wiederholter Vorberechnungen abgestimmt. Die Anordnung der Quervorspannung und der schlaffen Bewehrung ist aus Bild 9 zu ersehen.

Bei der Bestimmung der oben angeführten Hauptzugspannungen ist stets eine einzige Laststellung maßgebend. Welche Laststellung den größten Wert ergibt, muß durch Probieren gefunden werden. Dieser Umstand läßt den gewissenhaften Spannungsnachweis in der Fahrbahnplatte sehr umfangreich werden.

Zur Zeit der Berechnungsaufstellung war die DIN 1078, Entwurf 1953, gültig. Danach konnte für eine Betonplatte ohne besondere Dichtung eine Zugrandspannung von 30 kg/cm<sup>2</sup> an der Oberseite zugelassen werden. Die endgültige DIN 1078, Ausgabe September 1955, läßt als Zugrandspannung auf der Oberseite einer Betonplatte mit Asphaltbelag ohne Isolierung eine Zugspannung von 25 kg/cm<sup>2</sup> für Hauptkräfte und 30 kg/cm<sup>2</sup> für Haupt- und Zusatzkräfte zu. Auch diese Forderung ist erfüllt, wie aus Tafel 6 ersichtlich ist.

Die größte Betondruckspannung tritt im Feld 1 auf und beträgt 139 kg/cm<sup>2</sup>, die sich durch Kriechen und Schwinden auf 110 kg/cm<sup>2</sup> abbaut.

3.7 Der Nachweis der Sicherheit gegen kritische Verformungen war erforderlich, da es sich um ein vorgespanntes System handelt.



Er wurde laut DIN 1078 erbracht für die folgende Belastung:  
1,6fache ständige Lasten + Verkehr,  
Hauptvorspannung, Längsvorspannung,  
Temperaturunterschied,  
statisch unbestimmte Größen aus Schwinden und Kriechen.

Diese Lasten werden in den Feldbereichen von dem Verbundquerschnitt aufgenommen, ohne die Bruchstauchung des Betons und die Fließgrenze des Stahls zu überschreiten.  
In den Pfeilerbereichen wirkt der Beton infolge Überschreitung der zulässigen Spannungen nicht mehr mit (Zustand II). Die kritische Last wird allein durch den Stahlquerschnitt und die Querschnitte

Tafel 4. Auszug aus der Zusammenstellung der Momente und Längskräfte, die dem Spannungsnachweis zugrunde liegen, in den Feldmitten und über den Pfeilern

Momente und Längskräfte [tm u. t] zur Zeit		Mitte Feld 1		Pfeiler III		Mitte Feld 2		Pfeiler IV		Mitte Feld 3		Pfeiler V	
		$t_o$	$t_n$	$t_o$	$t_n$	$t_o$	$t_n$	$t_o$	$t_n$	$t_o$	$t_n$	$t_o$	$t_n$
Ständige Last	$M^S$	+9132	+9195	-16460	+16350	+3597	+4050	-11070	-10290	+5216	+5210	-13223	-14030
Längsvorspannung	$M^L$	- 373	- 884	+ 2542	+ 5452	- 384	- 995	+ 1335	+ 3394	- 340	- 971	+ 1853	+ 3884
Für den Verbundquerschnitt wirkend	$L$			- 4778	- 4778			- 2778	- 2778			- 3916	- 3916
Für den Beton allein wirkend	$\Delta L^B$			- 722	- 722			- 722	- 722			- 1084	- 1084
Hauptvorspannung	$M^V$	-2852	-2215	+ 7992	+ 7985	- 597	-1044	+ 5575	+ 5880	-1231	-1236	+ 6428	+ 7033
Seile à 153 t	$V$	-2448	-2448	- 2448	- 2448	-2448	2448	- 2448	- 2448	-2448	+2448	- 2448	- 2448
Mittige Verkehrslast	$\max M^P$	+5178	+5178			+3483	+3483			+4088	+4088		
	$\min M^P$	-1560	-1560	- 6270	- 6270	-2074	-2074	- 5496	- 5496	-2041	-2041	- 6277	- 6277
Außermittige Verkehrslast 1)	$\max M^{P'}$	+ 820	+ 820			+ 605	+ 605			+ 661	+ 661		
	$\min M^{P'}$	- 239	- 239	- 641	- 641	- 215	- 215	- 567	- 567	- 212	- 212	- 628	- 628
Schwinden (Für $t_o$ : Endschwindmaß)	$M^S$	+ 545	+ 444	+ 725	+ 354	- 505	- 359	+ 1044	+ 753	- 155	- 116	+ 933	+ 504
	$D^S$	-4140	-1656	- 4140	- 1656	-4140	-1656	- 4140	- 1656	-4140	-1656	- 4140	- 1656
	$Z^S$	+4140	+1656	+ 4140	+ 1656	+4140	+1656	+ 4140	+ 1656	+4140	+1656	+ 4140	+ 1656
Temperatur	$0.5 \cdot M^t$	$\pm 512$	$\pm 512$	$\pm 1024$	$\pm 1024$	$\pm 783$	$\pm 783$	$\pm 542$	$\pm 542$	$\pm 800$	$\pm 800$	$\pm 1057$	$\pm 1057$

1)  $M^{P'}$  ist zu vervielfachen mit  $\kappa$ , und zwar: für  $st_u$   $\kappa = 1,3815$  am Randträger für  $b_o$   $\kappa = 2,0000$  im Punkt V u. VI (siehe Tafel 3)

Tafel 5. Maximale und minimale Stahlspannungen  $\sigma_{st u}$  [kg/cm<sup>2</sup>]

Stahlspannungen $\sigma_{st u}$ aus Lastfall		Mitte Feld 1		Pfeiler III		Mitte Feld 2		Pfeiler IV		Mitte Feld 3		Pfeiler V	
		$t_o$	$t_n$	$t_o$	$t_n$	$t_o$	$t_n$	$t_o$	$t_n$	$t_o$	$t_n$	$t_o$	$t_n$
Ständige Last		+1635	+1700	-1408	-1504	+ 955	+1130	-1460	-1460	+1385	+1450	-1250	-1368
Längsvorspannung		- 67	- 183	- 49	- 100	- 102	- 277	+ 10	+ 62	- 90	- 270	- 49	- 121
Hauptvorspannung		- 663	- 817	+ 582	+ 426	- 319	- 757	+ 590	+ 463	- 486	- 800	+ 464	+ 388
Mittige Verkehrslast	$\max M^P$	+ 930	+ 930			+ 925	+ 925			+1082	+1082		
	$\min M^P$	- 280	- 280	- 536	- 536			- 728	- 728			- 587	- 587
Außermittige Verkehrslast	$\max M^{P'}$	+ 203	+ 203			+ 222	+ 222			+ 242	+ 242		
	$\min M^{P'}$	- 59	- 59	- 80	- 80			- 104	- 104			- 81	- 81
Schwinden (Für $t_o$ : 50 ‰)		- 80	- 120	- 85	- 134	- 202	- 319	- 56	- 84	- 156	- 254	- 74	- 45
Temperatur		$\pm 92$	$\pm 92$	$\pm 88$	$\pm 88$	$\pm 208$	$\pm 208$	$\pm 72$	$\pm 72$	$\pm 212$	$\pm 212$	$\pm 99$	$\pm 99$
Größte Zugspannung (H)		+2038	+1713			+1681	+ 914			+2133	+1450		
Größte Zugspannung (H + Z)		+2130	+1805			+1889	+1122			+2345	+1662		
Größte Druckspannung (H)				-1576	-1928			-1748	-1851			-1577	-1814
Größte Druckspannung (H + Z)				-1664	-2016			-1820	-1923			-1676	-1913

Tafel 6. Maximale Betonspannungen  $\sigma_{b o}$  [kg/cm<sup>2</sup>]

Betonspannungen $\sigma_{b o}$ aus Lastfall		Mitte Feld 1		Pfeiler III		Mitte Feld 2		Pfeiler IV		Mitte Feld 3		Pfeiler V	
		$t_o$	$t_n$	$t_o$	$t_n$	$t_o$	$t_n$	$t_o$	$t_n$	$t_o$	$t_n$	$t_o$	$t_n$
Ständige Last		-82,7	-52,8	+104,0	+74,6	-35,7	-24,0	+82,7	+51,8	-52,0	-30,9	+86,2	+65,3
Längsvorspannung		+ 3,4	+ 5,7	- 69,6	-58,2	+ 3,8	+ 5,9	-47,0	-43,1	+ 3,4	+ 5,8	- 63,0	-52,4
Hauptvorspannung		+ 0,3	- 3,4	- 73,0	-48,8	-20,7	-12,1	-66,3	-44,4	-14,4	-10,9	- 65,0	-45,6
Mittige Verkehrslast		+14,1	+14,1	+39,5	+39,5	+20,6	+20,6	+41,1	+41,1	+20,3	+20,3	+40,7	+40,7
Außermittige Verkehrslast		+ 4,3	+ 4,3	+ 8,1	+ 8,1	+ 4,3	+ 4,3	+ 8,5	+ 8,5	+ 4,2	+ 4,2	+ 8,2	+ 8,2
Schwinden (Für $t_o$ : 50 ‰)		+ 2,3	+ 4,4	+ 4,7	+ 8,2	+ 6,4	+ 8,7	+ 1,6	+ 4,0	+ 4,6	+ 7,0	+ 3,6	+ 7,0
Temperatur		$\pm 4,6$	$\pm 4,6$	$\pm 6,5$	$\pm 6,5$	$\pm 7,8$	$\pm 7,8$	$\pm 4,1$	$\pm 4,1$	$\pm 7,9$	$\pm 7,9$	$\pm 6,9$	$\pm 6,9$
Größte Zugspannung (H + Z)		- 53,7	- 23,1	+ 20,1	+ 29,9	- 13,5	+ 11,2	+ 24,7	+ 22,0	- 26,0	+ 3,4	+ 17,6	+ 29,9



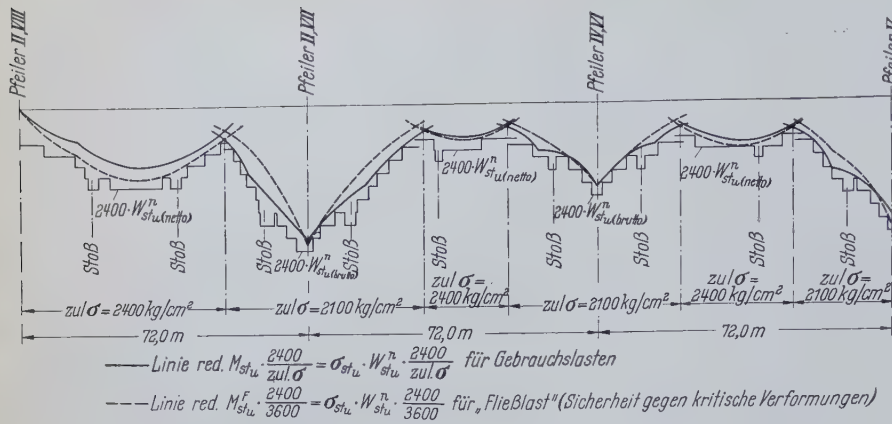


Bild 10. Abstufung der Untergurtlamellen einschließlich Stoßdeckung

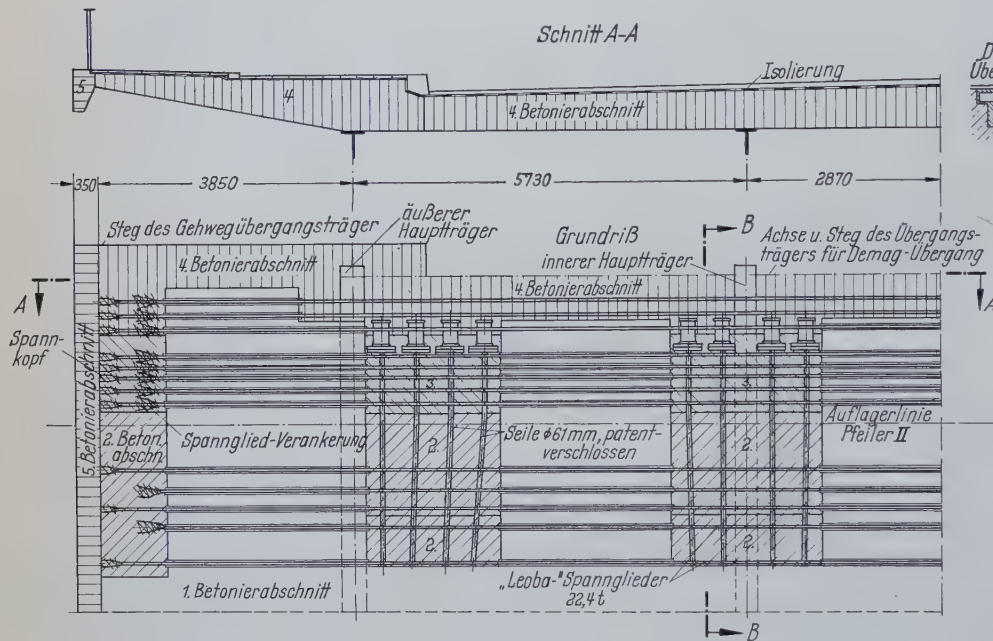


Bild 11. Brückenende, Verankerung der Hauptträgervorspannung, Endquerträger, Betonierreihenfolge

der Längsspannglieder und der schlaffen Bewehrung in der Fahrbahnplatte aufgenommen. Der Seilquerschnitt der Hauptvorspannung beteiligt sich, infolge der Längsverschieblichkeit der Seile, nicht an einer weiteren Lastaufnahme.

3.8 Für die Bestimmung der Gurtplattenlängen im Untergurt werden alle Schnittkräfte auf eine Art Kernpunktmomenten-Diagramm red.  $M_{stu}$  reduziert (Bild 10). Die in den Spannungstabellen ermittelten größten Untergurtspannungen  $\sigma_{stu}$  werden mit dem Widerstandsmoment des betreffenden Querschnittes  $W_{stu}$  multipliziert, wobei der  $n$ -Wert beliebig gewählt werden kann, aber der gleiche sein muß, der den Abdeckungslinien  $2400 \cdot W_{stu}^n$  zugrunde gelegt wird. So z. B. für eine Spannung, für die der Zustand  $t_n$  den Größtwert liefert:

$$\begin{aligned} \text{red. } M_{stu} &= \sigma_{stu} \cdot W_{stu}^n \\ &= W_{stu}^n \cdot 6 \left( \frac{M_g}{W_{stu}^n = 25} + \frac{M_l}{W_{stu}^n = 25} + \frac{M_v}{W_{stu}^n = 25} + \frac{M_p}{W_{stu}^n = 6} \right. \\ &\quad \left. + \frac{M_s}{W_{stu}^n = 15} \cdot \frac{L}{F_{st}^n = 25} + \frac{V}{F_{st}^n = 25} + \frac{D_s}{F_{st}^n = 15} \right) \end{aligned}$$

Da in den Feld- und Stützenbereichen verschiedene Spannungen zulässig sind, werden die reduzierten Momente auf eine einheitliche „Abdeckungsspannung“ abgestimmt und anschließend aufgetragen.

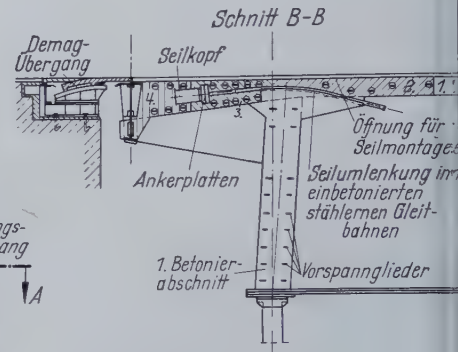
So zeigt z. B. Bild 10 die Linie  $\frac{2400}{zul. \sigma} \cdot \text{red. } M_{stu} = \frac{2400}{zul. \sigma} \cdot \sigma_{stu} \cdot W_{stu}^n = 6$  (in den Feldern  $zul. \sigma = 2400 \text{ kg/cm}^2$ ). Damit ist die Abdeckung

auf die für den normalen Stahlträger bekannte Art zurückgeführt.

Entsprechend kann bei der Bestimmung des „reduzierten Fliebmomentes“ red.  $M_{stu}^F$  für den Nachweis der Sicherheit gegen kritische Verformung vorgegangen werden.

3.9 Die erforderlichen Stabilitätsnachweise wurden wie folgt erbracht.

Die Stegbleche sind im Abstand von 7,20 m durch kräftige Quersteifen, wozu Flachwulstprofile sich wirtschaftlich gut eignen, ausgesteift. Für die Längssteifen, wie auch für die Quersteifen wurde für die gesamte Brücke ein einheitliches Profil derart gewählt, daß in den weniger beanspruchten Feldern die Mindeststeifigkeit für erzwungene Knotenlinien gegeben war und in den stärker beanspruchten Beulfeldern über den Pfeilern die elastische



Mitwirkung der Steifen für eine ausreichende Beulsicherheit des gesamten ausgesteiften Feldes genügt.

In den Bereichen neben den Pfeilern erhalten die Stege durch die Hauptvorspannungsführung eine bedeutende Entlastung von den großen Schubspannungen. Dieser Umstand beeinflusst die Führung der Hauptvorspannung maßgebend und führte zur Trapezform.

Die Untergurte wurden auf ihre Knicksicherheit zwischen den im Abstand von 14,40 m liegenden Querträgerpunkten untersucht.

In den größten Druckbereichen zwischen den Pfeilern und den ersten danebenliegenden Querträgern waren Halbrahmen erforderlich, die ein Ausweichen der Gurtung verhindern. Die Pfosten der Halbrahmen sind als geschweißte Profile ausgebildet, die in der oberen Riegel wirkenden Fahrbahnplatte durch Dübel eingespannt sind.

3.10 An den Brückenenden ist die Fahrbahnplatte zur Aufnahme der Hauptvorspannung und Ableitung der Umlenkkräfte in die Lager faltwerkartig ausgebildet (Bild 1 und 11). Der in der Winkelhalbierenden der Seilumlenkung liegende Teil der Platte ist gleichzeitig der Endquerträger. Er wird durch horizontale Spannglieder gegen die Hauptträgerstege gepreßt, wodurch die Umlenkkräfte der Hauptvorspannung in die Hauptträgerstege eingeleitet werden. Der die Seilverankerung aufnehmende Plattenteil ist reichlich quer vorgespannt, um die auftretenden Spaltkräfte zu überdrücken.

(Fortsetzung folgt.)



# Über Konstruktion und Berechnung des Antennenspiegels für das Radioteleskop der Universitätssternwarte Bonn

Von Dipl.-Ing. Laurenz Mohr, Köln

DK 624.97 : 621.396.96 Radartürme

## Grundsätzliche Forderungen beim Bau von Radargeräten

Die Fortentwicklung der Radartechnik und der Übergang zu immer kürzeren Wellenlängen bedingt Forderungen an erhöhte Genauigkeit und geringe Durchbiegungen der Antennenspiegel und ihrer Lagerung, die Statiker, Konstrukteure und Hersteller vor besondere Aufgaben stellen.

Die von der Hochfrequenzseite zugelassenen kleinen Toleranzen dürfen unter keinen Umständen überschritten werden, da sonst die Brauchbarkeit des Gerätes in Frage gestellt ist. Die richtige Wahl des Tragsystems der Spiegel und des geeigneten Werkstoffes ist daher an folgenden Voraussetzungen gebunden:

1. Statisch klares System, welches möglichst genaue Ermittlung des Kräfteverlaufs und der Verformungen unter gegebenen Belastungen ermöglicht,
2. Wahl eines Systems, welches bei bestimmten Belastungen nach Möglichkeit seiner vorgeschriebenen Form ähnlich bleibt,
3. geringe Massen, die bei Bewegungen kleinste Trägheitskräfte verursachen,
4. Aufbau aus Serien gleicher Bauelemente, die zur Berücksichtigung der gegebenen Toleranzen in Vorrichtungen gebaut werden können,
5. handliche, transportfähige Einzelteile,
6. leichte Endmontage,
7. Korrosionsfestigkeit, welche mit Rücksicht auf Aufstellung im Freien geringe Wartung erfordert.

## Anwendung dieser Forderungen auf den Bau des Radioteleskops

Diese Gesichtspunkte waren bestimmend für den Entwurf des neuen Radioteleskops der Universitätssternwarte Bonn auf dem Stockert bei Münstereifel.

Als Paraboloid mit 25 m Durchmesser und einer Brennweite von 74,5 m gehört es neben dem ebenso großen Radioteleskop der Sternwarte Leyden und dem jetzt vollendeten englischen Gerät von 75 m Durchmesser zu den drei größten der Welt.

Abweichend von diesen dient es aber zwei Forschungsaufgaben: der Radio-Astronomie und der Fortentwicklung der Radartechnik.

Für Zwecke der Radio-Astronomie wird, ebenso wie bei dem holländischen Gerät, mit einer Wellenlänge von 21,2 cm, für Radarzwecke jedoch auch mit größeren und noch kleineren Wellenlängen gearbeitet. Daher waren die zulässigen Abweichungen von den Sollmaßen äußerst klein begrenzt, wie folgende Aufstellung aus den Bauvorschriften zeigt:

1. Die zulässigen Bauabweichungen der Parabolfläche infolge von Fertigungsungenauigkeiten dürfen 10 mm nicht überschreiten. Anzustreben sind 5 mm.
2. Die formändernden Einflüsse aus Eigengewicht und Wind (15 m/sec) sowie Temperaturänderungen von  $\pm 30^\circ \text{C}$  dürfen im Betriebsfalle eine Gesamtabweichung von der Parabolform von 15 mm nicht überschreiten (was sehr wenig ist im Vergleich zu üblichen Konstruktionen).
3. Die Festigkeitsberechnung muß den Beanspruchungen aus einer Windgeschwindigkeit von 42 m/sec und  $75 \text{ kg/m}^2$  Eisbelang und Schnee genügen.

Mit Rücksicht auf Verringerung der Windkräfte konnte die Verkleidung der Spiegeloberfläche aus 2,5 mm dicken, quadratisch gelochtem Leichtmetallblech erfolgen. Die Lochungen haben die Größe  $10 \times 10 \text{ mm}$  mit 2 mm breiten Stegen. Zur Erhaltung der Formsteifigkeit bei Wind und Schnee müssen die Bleche durch leichte Träger (Spieren) gestützt werden.

## Vorentwürfe und Ausführungsentwurf

In Anlehnung an frühere deutsche Konstruktionen der Radargeräte „Würzburg“, „Ansbach“ und „Riese“ wurde zunächst ein Trägerrostsystem aus quadratisch sich kreuzenden Hauptträgern und Spieren entworfen und durchgerechnet, welches ebenso wie bei den

holländischen und englischen Teleskopen auf einem Drehkranz mit Königszapfen laufen sollte.

Diese Art der Lagerung wurde aber aufgegeben, weil die den vorgenannten Aufgabenbereichen entsprechenden Forderungen an Genauigkeit und Justierbarkeit der horizontalen und vertikalen Achse schwer zu erfüllen waren.

Es wurde daher eine Lagerung auf einem Stahlbetonturm gewählt, bei der die Vertikalachse aus einer hohlen, begehbaren Königswelle besteht, an deren unteren Ende das radiale Führungslager, in einem höheren Stockwerk der Azimutantrieb und am Kopf ein Pendelkugellager zur Aufnahme der radialen und senkrechten Kräfte angeordnet ist. Diese Königswelle trägt oben einen Gabelkopf, ebenfalls als Hohlkörper aus geschweißtem Stahlblech ausgebildet, der die wegen Einbau einer Meßkabine geteilte horizontale Kippachse und den Zahntrieb für die Kippbewegung aufnimmt (Bild 1).

Da die Meßkabine aus empfangstechnischen Gründen möglichst dicht unter dem Parabol Scheitel liegen muß, war das Spiegeltragwerk hier auszusparen. Dies

führte zur Anordnung eines zentralen räumlichen Fachwerkringes, an den innen die Kippachse angeflanscht und außen die Spiegelkonstruktion angeschlossen werden konnte.

Eine Durchrechnung des Trägerrostsystems zeigte, daß die Verformung des Spiegelrandes bei Wind und Eigenlast sehr unregelmäßig wurde und besonders der Spiegelrand sich stark aus der Ebene heraus verformte. Herstellungsmäßig war diese Form ebenfalls ungünstig. Wenn auch alle senkrechten und horizontalen Schnitte durch das Paraboloid gleiche Parabeln ergeben, so werden doch die Tangentialwinkel an die Fläche verschieden und die Trägerprofile müssen daher zur Anpassung an die Beplankung verdreht werden.

Dieses System wurde daher aufgegeben und der Spiegel als „Radialsystem“ entworfen.

Hier verursachen alle der Parabolachse parallelen Belastungen nur sehr kleine Verformungen bei eben bleibenden Ringen. Ebenso behalten die Ringe bei Belastungen senkrecht zur Parabolachse annähernd ihre Kreisform und bleiben fast eben.

## Konstruktionsbeschreibung

An den Zentralring (Bild 2), der aus einem 12eckigen Raumfachwerk mit inneren und äußeren

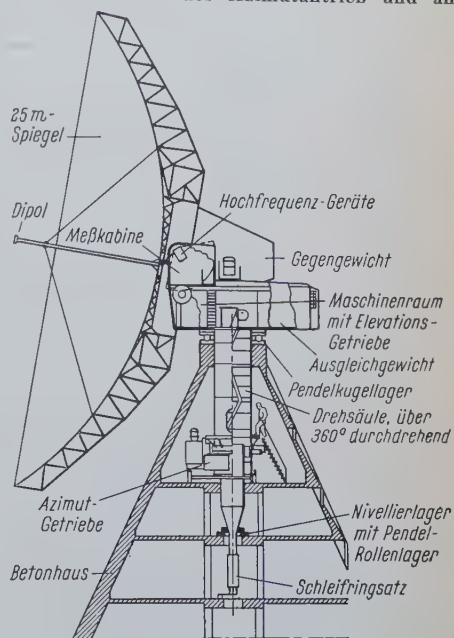


Bild 1. Schema des Spiegels und der Lageranordnung (Werkfoto Alkett G.m.b.H., Berlin-Borsigwalde)

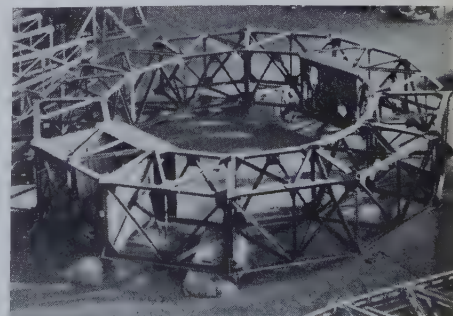


Bild 2. Zentralring (Werkfoto Metallwerk Friedrichshafen)



Eckenmaßen 7,0 und 10,5 m besteht, und der fast quadratischen Querschnitt hat, sind 12 Radialträger angeschlossen, die außen durch einen dreigurtigen Fachwerksring, und etwa in der Mitte durch einen ebenen, 12eckigen Ring, der ein achsparalleles, gerades Prisma umschließt, verbunden sind.

Zwischen diesen Radialfachwerken werden je sieben Radialspiere zur Aufnahme der Blechhaut angeordnet (Bild 3).

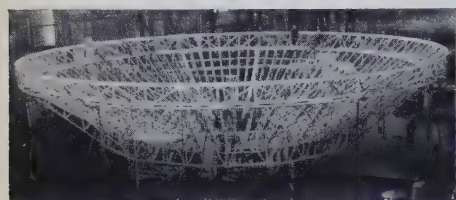


Bild 3. Ansicht der Spiegelkonstruktion während der Montage (Werkfoto Metallwerk Friedrichshafen)

gekreuzt sind. Sie dienen zur Querkraftaufnahme bei nicht achsparallelen Belastungsfällen (Bild 4).

Der innere Zentralring ist in zwei parallelen Innenflächen so

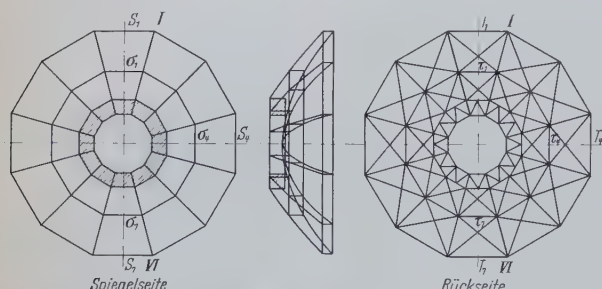


Bild 4. Systemaufbau des Spiegels (ohne Spieren)

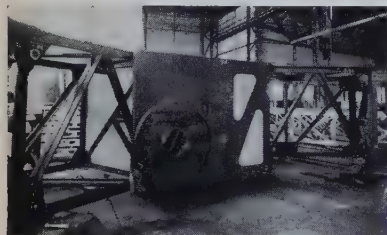


Bild 5. Anschluß des Kipplagers am Stahlring (Werkfoto Metallwerk Friedrichshafen)

an der Lagerstelle ist der Ring vollwandig ausgebildet mit Versteifungen zur Übertragung der Kräfte in Kippachsenrichtung und der Momente, die aus den kleinen elastischen Winkeländerungen der Kippachse entstehen.

## 5. Baustoffe

Da infolge Lagerung im Zentralring, welche durch die Kippbewegung von  $-1^\circ$  bis  $+91^\circ$  bedingt ist, ein großes Eigengewichtsmoment besonders bei senkrechter Spiegelstellung entsteht, muß der Gesamtschwerpunkt möglichst nahe an die Kippachse gebracht werden. Daher muß die Spiegelschale möglichst leicht sein, der Zentralring dagegen schwer. Ein Gegengewichtspaar sorgt für Gewichtsausgleich in der Weise, daß die Verzahnung des Kippantriebs einseitig im Eingriff bleibt, um toten Gang beim Nachführen des Spiegels zu vermeiden. Demnach wurde für den Spiegel Leichtmetall AlMgSi F32, für den Zentralring und die Gegengewichtsarme Stahl St 37 gewählt.

Das Leichtmetall hat bei einem spezifischen Gewicht 2,7 den E-Modul 700 000 kg/cm<sup>2</sup> bei einem  $\sigma_{zul} = 1470$  kg/cm<sup>2</sup> (Lastfall 1). Für die Berechnung gilt DIN 4113. Die Knickbeiwerte  $\omega$  steigen von 1,04 bei  $\lambda = 20$  auf 2,65 bei  $\lambda = 70$  und 5,4 bei  $\lambda = 100$  wesentlich schneller an als bei Stahl, so daß bei der Querschnittswahl sperrige, aufgelöste Profilformen mit kleinen Schlankheitsgraden anzustreben sind. Trotz des für die Durchbiegungen ungünstigen geringen E-Moduls lassen sich durch zweckmäßige Formgebung der Preßprofile leichte Konstruktionsgewichte erzielen. Eine Vergleichsrechnung zeigte, daß eine Spiegelschale aus Stahl auf das 1,78fache Gewicht gekommen wäre. Gegenüber dem Stahl

Die Innenseite der Radialträger ist parabolisch gekrümmt. Die Rückseite verläuft geradlinig mit einem Knick beim Mittelring. Hierdurch entstehen auf der Rückseite  $2 \times 12$  ebene Flächen, die mit Diagonalen ausgekreuzt sind. Sie dienen zur Querkraftaufnahme bei nicht achsparallelen Belastungsfällen (Bild 4).

ist das Leichtmetall festigkeitsmäßig nicht ausgenutzt, eben mit Rücksicht auf die Verformungen. Hierdurch ist aber auch eine höhere Sicherheit gegen die angreifenden Kräfte vorhanden.

## 6. Belastungsannahmen

Um die Berechnung nach Möglichkeit zu vereinfachen, wurden die Belastungen in zwei Gruppen aufgeteilt:

A. Lasten parallel zur Spiegelachse,

B. Lasten senkrecht zur Spiegelachse.

Die statischen Systeme zu diesen beiden Gruppen sind verschieden und werden gesondert berechnet. Aus beiden Gruppen können sämtliche Belastungsfälle kombiniert werden.

Zu den Lasten „A“ gehören:

$A_I$ : Eigenlast ( $G = 20,3$  kg/m<sup>2</sup>) und Schneelast ( $S = 75$  kg/m<sup>2</sup>) bei waagrecht stehendem Spiegel, d. h. senkrecht stehender Achse;

$A_{II}$  a u. b: Wind ( $\alpha: 15$  m/sec;  $\beta: 42$  m/sec) bei senkrecht stehendem Spiegel, „a“ = Anblasung von Spiegelseite, „b“ = Anblasung von Rückseite;

$A_{III}$ : Temperaturdehnung  $\pm 30^\circ$  C bei verschiedener Dehnung von Leichtmetall und Stahl.

Zu den Lasten „B“ gehören:

$B_{IV}$ : Eigengewicht bei senkrecht stehendem Spiegel.

Aus den Gruppen A und B zusammengesetzt sind die Lastfälle:

V: Wind bei waagrecht stehendem Spiegel;

VI a u. b: Wind und Eigengewicht bei Spiegelstellungen unter  $45^\circ$  als ungünstigstem Anstellwinkel (Bild 6).

Die Widerstandsbeiwerte  $c_w$ ,  $c_a$  und  $c_m$  bei Wind unter verschiedenen Anblasrichtungen wurden aus Modellversuchen an der T. H. München für Anblaswinkel 0 bis  $\pm 90^\circ$  ermittelt.

Daraus errechnen sich die

Windkräfte zu:

$$W_h = c_w \cdot F \cdot q,$$

$$W_v = c_a \cdot F \cdot q,$$

$$M_w = c_m \cdot F \cdot D \cdot q,$$

mit

$$D = 25 \text{ m},$$

$$F = \pi D^2/4 = 491 \text{ m}^2,$$

$$q = 1/16 \cdot v^2.$$

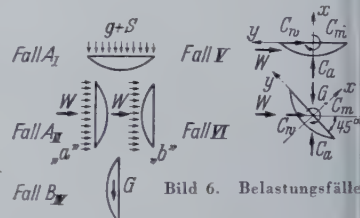


Bild 6. Belastungsfälle

Die Druckverteilung konnte bei den Versuchen nicht gemessen werden. Mit Rücksicht auf die Lochung der Spiegelverkleidung wurde daher mit gleichmäßig verteilter Windlast gerechnet.

Die Messungen ergaben für:

Fall II a  $c_w = 0,695$  } einheitlich gerechnet mit  $c_w = \pm 0,695$   
Fall II b  $c_w = 0,676$  }

Fall V  $c_w = 0,131$ ,  $c_a = 0,031$  ↑,  $c_m = 0,0192$ ,

Fall VI a  $c_w = 0,459$ ,  $c_a = 0,120$  ↑,  $c_m = 0,035$ ,

Fall VI b  $c_w = 0,498$ ,  $c_a = -0,166$  ↓,  $c_m = 0,0016$ .

$c_a$  und  $c_w$  entsprechen immer vertikalen oder horizontalen Windkräften.

## 7. Statische Berechnung

Auf Grund von Vorberechnungen konnte die statische Berechnung unter der Annahme aufgestellt werden, daß der stählerne Zentralring gegenüber der Leichtmetallkonstruktion als starr anzusehen ist. Ein späterer Belastungsversuch mit Durchbiegungsmessungen hat die Zulässigkeit dieser Voraussetzung bestätigt. Es konnte somit die Berechnung der Leichtmetallkonstruktion von der des Stahlringes getrennt werden.

### 7.1 Berechnung der Leichtmetallschale

#### 7.1.1 Belastungsfälle $A_I$ bis $A_{III}$ (Achsparallele Lasten)

Fall  $A_I$  und  $A_{II}$ : Bei gleichmäßig verteilter Belastung ist das System radialsymmetrisch. Es genügt daher die Betrachtung eines Sektors zwischen zwei Radialträgern.

Die Gewichte und Windkräfte gehen von den Spieren auf die drei Ringe und von diesen auf die Radialträger über.

Da diese sich als eingespannte Krag-

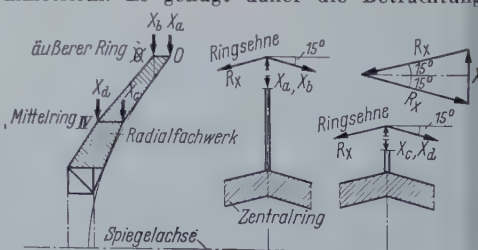


Bild 7. Schema des statisch bestimmten Grundsystems zu Lastengruppe „A“



träger infolge ihrer starken Krümmung sowohl parallel der Parabolachse als auch radial nach innen oder außen verformen, müssen Außen- und Mittelring diese Verformung mitmachen. Zwischen Radialträgern und Ringen entstehen also statisch überzählige Radialkräfte, nämlich  $Xa$  und  $Xb$  am Außenring,  $Xc$  und  $Xd$  am Innenring (Bild 7).

Diese verursachen die Ringsehnkräfte

$$R_x = \frac{X}{2 \sin 15^\circ}$$

Infolge  $Xa$  bis  $Xd = 1$  ist:

$$Ra = Rb = Rc = Rd = \frac{1}{2 \sin 15^\circ} = 1,93 \text{ t}$$

Der äußere Ring ist ein Raumfachwerk, welches die Ebene des Radialträgers in den Punkten  $0X-0-1$  schneidet.

Seite  $0X-0$  liegt auf einem Kreiszylinder, dessen Achse mit der Parabolachse zusammenfällt. Seite  $0X-1$  liegt in einer Kreisebene, senkrecht zur Achse, und  $0-1$  in der Parabolfläche.

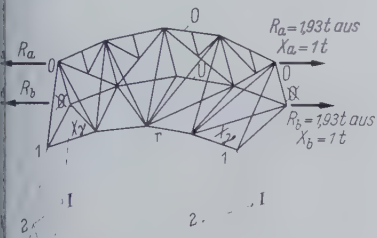


Bild 8. Sektor des Außenringes (1/12 Ring). Belastung aus  $Xa$  und  $Xb$

Demnach beansprucht  $Ra$  den Ringsektor räumlich,  $Rb$  dagegen nur in der Kreisebene (Bild 8 u. 9).



Bild 9. Einfluß von  $X$  bei Belastung  $Xa$  und  $Xb$

Da der Außenring kontinuierlich ist, treten in jedem Sektor die symmetrisch liegenden statisch Überzähligen  $X\gamma$  auf (Bild 9). Die Stabkräfte  $Sa$  und  $Sb$  infolge  $Xa = 1$  und  $Xb = 1$  am Ring sind unter Berücksichtigung von  $X\gamma$  einzusetzen.

Aus  $Xa = 1$  entsteht  $X\gamma a$ , aus  $Xb = 1$  folgt  $X\gamma b$ . Nach deren Berechnung ist  $Sa = S^0a + S^{\gamma\gamma} \cdot X\gamma a$ ,  
 $Sb = S^0b + S^{\gamma\gamma} \cdot X\gamma b$ .

Die Werte  $S^0a$ ,  $S^0b$  und  $S\gamma$  sind aus Kräfteplänen ermittelt. Für  $Xa = 1$  ist Kräftezerlegung in 3 Ebenen erforderlich.

Die vier statisch Überzähligen  $Xa$  bis  $Xd$  sind aus einem 4-gliedrigen Gleichungssystem zu bestimmen, wonach sich die Stabkräfte in bekannter Weise aus

$$S^1 = S^0 + Sa \cdot Xa + \dots + Sd \cdot Xd$$

berechnet werden. Hierbei bezieht sich die Hochzahl „0“ auf das Grundsystem und „4“ auf das 4fach statisch unbestimmte System.

Die endgültigen Verschiebungen des Radialträgerpunktes 0 folgen aus Belastung  $P_r = 1$  (identisch mit  $Xa = 1$ ) und  $P_h = 1$  am statisch bestimmten Grundsystem. Dann wird:

$$\delta^4 r = \sum S^0 r \cdot S^1 \frac{s}{E \cdot F}$$

$$\delta^4 h = \sum S^0 h \cdot S^1 \frac{s}{E \cdot F} \quad (\text{Bild 10}).$$

Bei Fall  $A_I$ : Für Eigenlast und Schnee mit einer Gesamtlast  $G + S = 491$  (20,3 + 75) = 6800 kg haben sie die Größe:

$$\delta^4 r = -3,09 \text{ mm},$$

$$\delta^4 h = -6,94 \text{ mm}.$$

Ohne Mitwirkung der Ringe (d. h. am statisch bestimmten Grundsystem) hätten sie die Größe:  $\delta r = -24,4 \text{ mm}$ ,  
 $\delta h = -35,3 \text{ mm}$ .

Man sieht, daß durch Mitwirkung der Ringe eine bedeutende Verkleinerung des Systems bei verkleinerten Stabkräften entsteht. Außerdem bleiben die Ringe eben, was nur beim Radialsystem zu erzielen war.

Bei Fall  $A_{II}$ : Die Stabkräfte und Verschiebungen werden aus Fall  $A_I$  im Verhältnis der Gesamtlasten umgerechnet.

Für die Formänderungen gilt:  $q = 14,1 \text{ kg/m}^2$  zu  $v = 15 \text{ m/sec}$ ,

Für Festigkeit:  $q = 110 \text{ kg/m}^2$  zu  $v = 42 \text{ m/sec}$ .

Die zugehörigen Windkräfte sind 4,81 und 37,5 t.

Bei  $v = 15 \text{ m/sec}$  sind die Verschiebungen gleich:

$$\delta^4 r = 0,32 \text{ mm},$$

$$\delta^4 h = 0,715 \text{ mm}.$$

Fall  $A_{III}$ : Bei Temperaturdehnung sind die verschiedenen Dehnungszahlen für Leichtmetall und Stahl,  $\alpha_{L} = 2,27 \cdot 10^{-5}$  und  $\alpha_{St} = 1,2 \cdot 10^{-5}$  zu berücksichtigen. Hier sind die Längenänderungen der Radien und Ringe nicht mehr proportional den ursprünglichen Längen, da in der Änderung der Radien die verschiedenen Dehnungen von Leichtmetall und Stahl enthalten sind. Es treten daher wieder die Überzähligen  $Xa$  bis  $Xd$  zwischen Radialträgern und Ringen auf. Dabei sind aber nur die Absolutglieder  $\delta at$ ,  $\delta bt$ ,  $\delta ct$  und  $\delta dt$  neu zu bestimmen, während für die Gleichungsauflösung die Determinante aus  $A_I$  benutzt werden kann.

Nachdem für jeden Stab die Längenänderung  $\Delta l_t = \alpha_t \cdot s \cdot t$  ermittelt war, wurden die  $\delta at$  und  $\delta dt$ , von der Mittelachse ausgehend, mittels Verschiebungsplan bestimmt. Dabei konnte der Teil der Leichtmetallscheibe, der sich bei der Verschiebung nur proportional ändert, durch Ersatzstäbe dargestellt werden.

Die Werte wurden mit der Arbeitsgleichung

$$\delta at = \sum Sa \cdot \Delta l_t,$$

$$\delta bt = \sum Sb \cdot \Delta l_t \text{ usw. nachgeprüft.}$$

Nach Errechnung der Stabkräfte des 4fach statisch unbestimmten Systems wurden die endgültigen Temperaturverschiebungen in ähnlicher Weise bestimmt wie bei  $A_I$ .

Für  $t = \pm 30^\circ$  ist:  $\delta r = \mp 0,732 \text{ mm}$ ,

$$\delta h = \mp 0,967 \text{ mm}.$$

Die Stabkräfte aus Temperaturänderung sind verhältnismäßig klein.

## 7.12 Belastungsfall $B_{IV}$

Bei senkrecht stehendem Spiegel wirken alle Eigenlasten in Normalebenen zur Parabolachse.

Das statisch bestimmte Grundsystem besteht nunmehr aus den Radialträgern und den Ringen. Dabei ist sowohl Symmetrie um die Vertikalachse  $Y$  als um die Horizontalachse  $X$  vorhanden.

Das bedeutet, daß alle Formänderungen und Stabkräfte unterhalb der  $X$ -Achse umgekehrte Vorzeichen bei gleicher Größe haben müssen wie oberhalb (Bild 4).

Die Ringsehn  $S_4$ ,  $T_4$  und  $\sigma_4$ ,  $\tau_4$  auf der Spiegel- und Rückseite müssen daher spannungslos sein; denn würden sie beispielsweise gedrückt, so müßten sie bei Umkehrung der Lastvorzeichen Zug bekommen, was aber mit Rücksicht auf Symmetrie widersinnig wäre.

Es genügt also die Betrachtung eines oberen Quadranten. Er enthält die Radialfachwerke I, II und III unter den Winkeln  $\varphi_1 = 75^\circ$ ,  $\varphi_2 = 45^\circ$ ,  $\varphi_3 = 15^\circ$  gegen die  $X$ -Achse.

Die senkrecht wirkenden Eigengewichte eines Sektors werden wieder auf die Radialträger konzentriert. Dort zerlegen sie sich in die Komponenten:  $G_x = G \cdot \sin \varphi_i$  in Radialebene, und  $G_y = G \cdot \cos \varphi_i$  senkrecht dazu.

Die  $G_x$  greifen in den einzelnen Knotenpunkten an, die  $G_y$  werden in den Ringknotenpunkten  $0X-0$  und  $4$  zusammengefaßt. Dort werden sie, vom Radialträger III aus beginnend, in die Radialebenen und Ringsehn zerlegt.

Hieraus entstehen auf der Spiegelseite die Radiallasten  $a_i$  (Bild 11) beim Außenring und  $b_i$  beim Mittelring, auf der Rückseite beim Außenring die Radiallast  $a_i$ ; ferner die Ringsehnkräfte  $S_i$  und  $\sigma_i$  beim Außenring und  $T_i$ ,  $\tau_i$  beim Mittelring.

Für Radialfachwerk I ist aus den so entstehenden Lasten  $P_m = G_{x1} + a_1 + b_1$  ein Kräfteplan zur Ermittlung der  $S^0m$  gezeichnet.

Die Stabkräfte der Träger  $i$  verhalten sich hierzu wie  $\frac{\sin \varphi_i}{\sin \varphi_1}$ .

Das Entsprechende gilt für die Ringsehnkräfte. Sie verhalten sich zueinander wie die Sinus der zugehörigen Zentriwinkel  $\psi$ .

In dieses statisch bestimmte Grundsystem werden die Diagonalen der Rückseite als statisch Überzählige eingeführt.

Dabei sind  $Xa = 1$  bis  $Xf = 1$  ihre Komponenten in Ringsehne (Bild 12 bis 17).

Sie liefern in den Knotenpunkten  $0X$  und  $IV$  die Radialträgerlasten  $\alpha$  und  $\beta$ , die Ringkräfte  $\tau$  und  $\sigma$ ; ferner die Gurtkräfte  $A$  und  $B$ . Dabei ist vernachlässigt, daß die Gurtkraft  $A$  eigentlich im unteren Teil des Radialträgers infolge des Knickes in der Gurttrichtung noch Querkkräfte erzeugt. Es wurde nur die Gurtkraft  $B$  gleich  $A$  gesetzt.



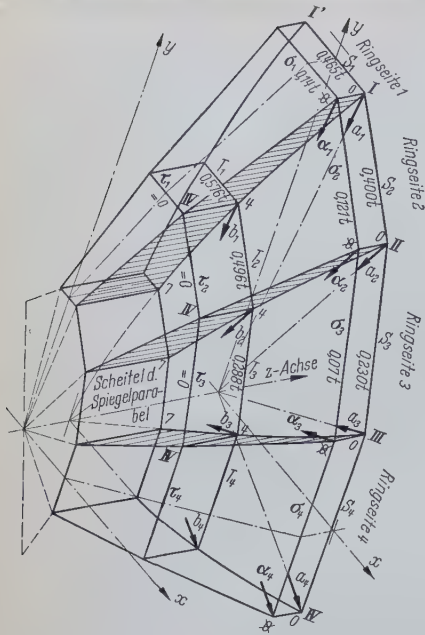


Bild 11. Lastengruppe „B“, Belastung „ $P_m$ “ des Grundsystems mit den Kräften  $a$ ,  $\alpha$  und  $b$  aus Lastkomponenten  $G_y$ .

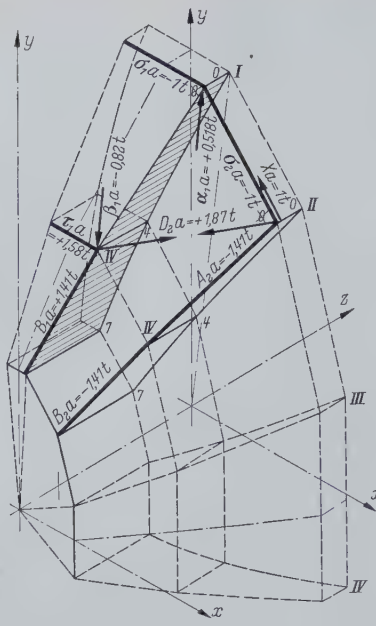


Bild 12. Belastung  $Xa = 1$

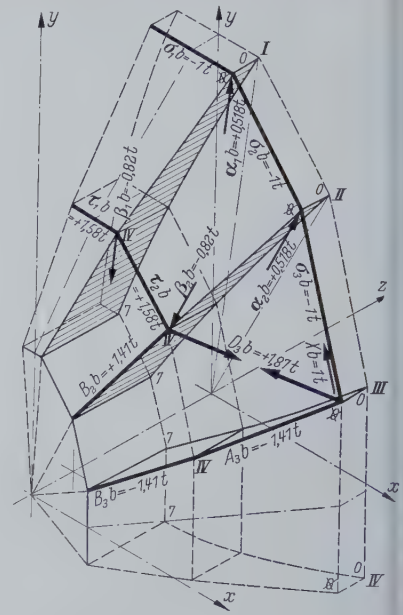


Bild 13. Belastung  $Xb = 1$

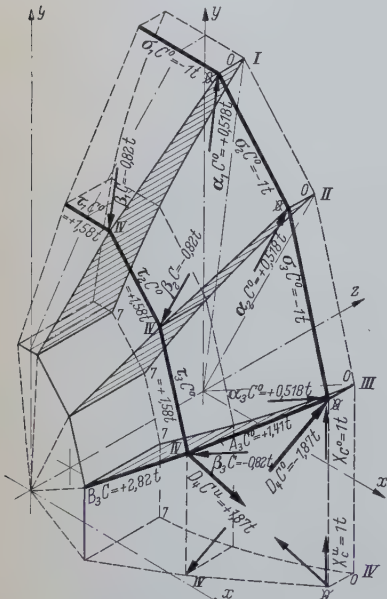


Bild 14. Belastung  $Xc = 1$

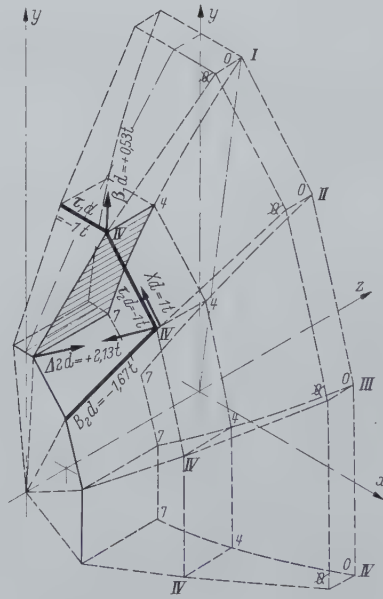


Bild 15. Belastung  $Xd = 1$

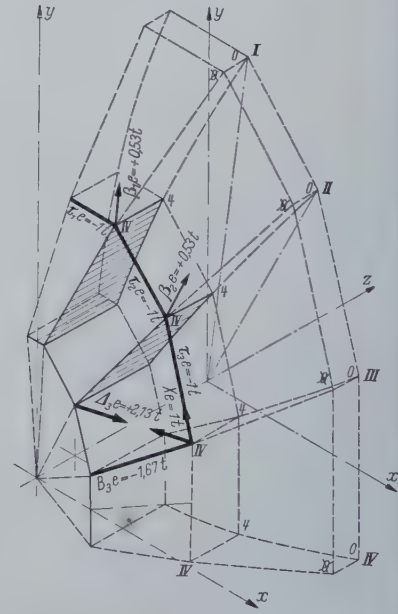


Bild 16. Belastung  $Xe = 1$

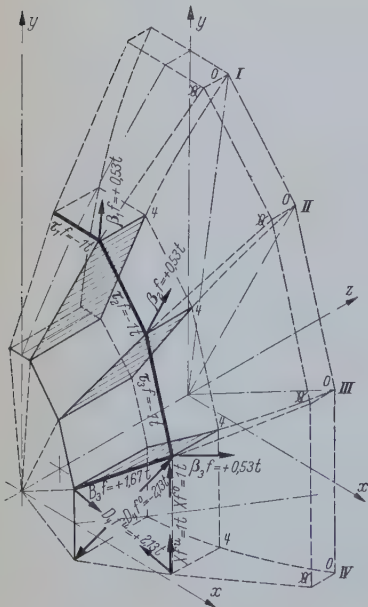


Bild 17  
Belastung  $Xf = 1$

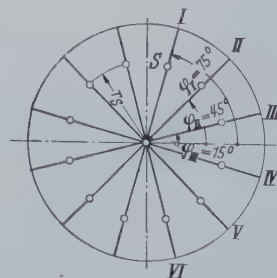


Bild 18. Schema zur Verteilung der Luftkraftmomente

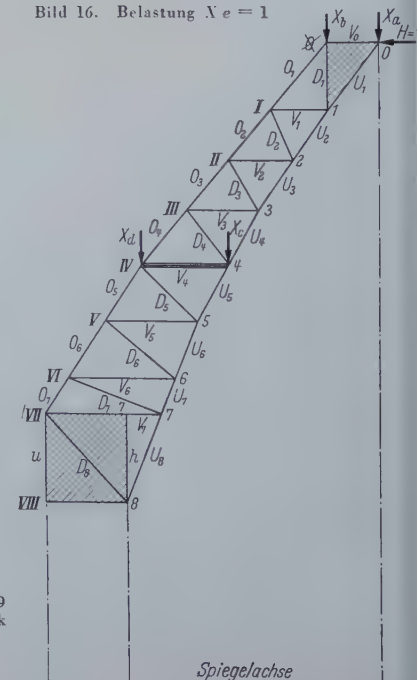


Bild 19  
Radialfachwerk

Spiegelachse



Die Lasten  $\alpha$  und  $\beta$  beanspruchen die Radialträger auf Biegung. Dies ist wie in allen Biegungsfällen in den Bildern 11 bis 17, durch schraffur angedeutet. Alle Normalkräfte sind stark ausgezogen. Aus den Belastungsbildern geht hervor, in welcher Weise sich die Fälle überlagern.

Bei Errechnung der Verschiebungen ließ sich durch Anwendung des Sinus-Verhältnisses bei den Radialträgerkräften eine Erleichterung schaffen.

Für die Formänderungsanteile des Außenrings waren unter Lastfall  $A_I$  die Stabkräfte  $S_b = S^0 b + S^0 \gamma \cdot X \gamma b$  ermittelt worden zu einer Ringsehnenkraft 1,93 t.

Für die Sehnenkräfte  $\sigma$  können diese näherungsweise benutzt werden durch Umrechnung mit  $\frac{\sigma}{1,93}$ .

Nunmehr können die Verschiebungswerte des 6-gliedrigen Gleichungssystems für  $X_a$  bis  $X_f$  und damit die endgültigen Stabkräfte des Lastfalls IV berechnet werden. Die Radial- und Horizontalverschiebungen des Punktes 0 können wieder in der gleichen Weise wie bei den Fällen A bestimmt werden. Sie betragen für die Radialfachwerke I und VI:

$$\delta r = \pm 5,85 \text{ mm.}$$

$$\delta h = \pm 7,55 \text{ mm.}$$

Die Verschiebungen der anderen Radialträger verhalten sich hierzu wie die  $\sin \varphi$ .

Die Verlängerung der Ringsehne beträgt nur

$$\delta s_1 = 0,5 \text{ mm.}$$

Die Krümmung des Ringes wird also oben kleiner, unten größer. Außerdem verformt er sich sinusartig aus der Ebene. Hier dürfte aber die Steifigkeit des Außenringes, die in die Berechnung nicht aufgenommen werden konnte, ausgleichend wirken.

Ohne Mitwirkung der Diagonalen jedoch war die Radialverschiebung des Fachwerkes I gleich + 9,33 mm, also etwa 60 % größer.

Leider ist eine Auskreuzung auf der Spiegelseite weniger günstig als auf der Vorderseite, wo die eigentlichen Eigengewichte angrreifen. Dies ist jedoch wegen der Krümmung nicht möglich.

Man darf aber annehmen, daß die Blechhaut, die zwischen den Spieren radial gut gehalten ist, ebenfalls Querkkräfte aufnimmt. Daher dürften die Verformungen aus Eigenlast bei senkrecht stehendem Spiegel kleiner sein als die errechneten Werte.

Die Gesamtverschiebungen des Punktes 0 aus den Lastfällen  $A_{II}$ ,  $A_{III}$  und  $B_{IV}$  bei Wind mit 15 m/sec im Betriebsfalle sind in der Tafel I zusammengestellt.

Die errechneten Verschiebungen erreichen etwa  $\frac{3}{4}$  der zugelassenen Werte, womit die wesentliche Bedingung für den Betrieb des Gerätes erfüllt ist.

Tafel I. Zusammenstellung der Verschiebungen bei „0“

Fall	Verschiebungen mm	Radialfachwerk I			Radialfachwerk VI		
		$\Delta_r$	$\Delta_h$	$\Delta_{res}$	$\Delta_r$	$\Delta_h$	$\Delta_{res}$
V	Eigenlast $g$	+5,85	+7,55	9,56	-5,85	-7,55	9,56
Ia	Wind $v=15 \text{ m/sec}$	-0,318	-0,715		-0,318	-0,715	
Ib	Wind $v=15 \text{ m/sec}$	+0,318	+0,715		+0,318	+0,715	
Ia + IV	$g + W$	+5,53	+6,83	8,8	-6,17	-8,26	10,3
Ib + IV	$g + W$	+6,17	+8,26	10,3	-5,53	-6,83	8,8
II	$t = +30^\circ$	-0,73	-0,97		-0,73	-0,97	
II	$t = -30^\circ$	+0,73	+0,97		+0,73	+0,97	
Ia + III + IV	$g + W + t$	+4,80	+5,87	7,59	-6,90	-9,23	11,50
Ia + III + IV	$g + W - t$	+6,26	+7,80	10,00	-5,44	+7,30	9,10
Ib + III + IV	$g + W + t$	+5,44	+7,30	9,10	+6,26	-7,80	10,00
Ib + III + IV	$g + W - t$	+6,90	+9,23	11,50	-4,80	-5,87	7,59

### 7.13 Belastungsfall V und VI:

Aus den gemessenen Beiwerten  $c_w$ ,  $c_a$  und  $c_m$  entstehen die Windbelastungen  $W_h$ ,  $W_v$  und  $M_w$ .

Bei Fall V ist  $W_v = W_x$ ,  $W_h = W_y$ .

Bei Fall VI wird die Resultierende aus  $W_h$  und  $W_v$  in  $W_x$  und  $W_y$  zerlegt.

Somit können die Stabkräfte infolge  $W_x$  und  $W_y$  aus Lastfall  $A_{II}$  oder  $B_{IV}$  umgerechnet werden. Es wird:

$$S_{W_x} = S_{II} \frac{W_x}{W_{II}},$$

worin  $W_{II}$  die Gesamt-Windlast aus Fall  $A_{II}$  ist. Ferner wird

$$S_{W_y} = S_{IV} \frac{W_y}{G}.$$

Das Eigengewicht  $G$  wird in  $G_x$  und  $G_y$  zerlegt. Dann ist

$$S_{G_x} = S_{II} \frac{G_x}{W_{II}},$$

$$S_{G_y} = S_{IV} \frac{G_y}{G}.$$

Für die Luftkraftmomente  $M_W$  mußte eine Druckverteilungsannahme gemacht werden, die ebenfalls eine Benutzung des Lastfalles  $A_I$  möglich machte.

Das Moment muß durch ein Kräftepaar dargestellt werden, dessen Kräfte mit entgegengesetzten Vorzeichen auf die obere und untere Schalenhälfte wirken. Zur Vereinfachung werden die Luftkräfte auf die Radialträger so verteilt wie die Eigengewichte bei Lastfall  $B_{IV}$ . Wie diese sind sie am Rande am größten, an der Achse am kleinsten. Es wurde weiterhin angenommen, daß sich die Anteile  $W_i$  der Radialträger „ $i$ “ wie die  $\sin \varphi_i$  ihrer Winkel mit der Horizontalachse verhalten. Ist  $r_s$  der Abstand der Luftkraftresultierenden ( $\cong$  Res. der Gewichte) eines Radialträgers, so ist das Kräftepaar bestimmt durch

$$M_W = W_{\max} \cdot r_s \cdot \sum \sin^2 \varphi_i,$$

wobei  $W_{\max}$  der Anteil eines Radialträgers für  $\varphi = 90^\circ$  sein würde.

Für den ungünstigst beanspruchten Radialträger I mit  $\varphi = 75^\circ$  ist daher:  $W_I = W_{\max} \cdot \sin \varphi_I = M_W \frac{1}{r_s \sum \sin^2 \varphi_i} \cdot \sin 75^\circ$ .

$$\text{Mit } r_s = 8,14 \text{ m, } \sin 75^\circ = 0,966, \sum \sin^2 \varphi_i = 6,008$$

$$\text{ist } W_I = M_W \frac{0,966}{8,14 \cdot 6,008} = 0,01975 \cdot M_W \text{ (Bild 18).}$$

Zur Ermittlung der Radialträgerkräfte aus den Luftkraftmomenten wurden die Stabkräfte  $S^0$  des Grundsystems zu Lastfall  $A_I$  benutzt. Ist der Lastanteil des Radialträgers I aus Eigenlast und Schnee gleich  $P_I$ , so sind die Stabkräfte aus Windmoment:

$$S_I = S^0 \cdot \frac{0,01975 \cdot M_W}{P_I}.$$

### 7.14 Überlagerung der Belastungsfälle und Profilwahl

Es können folgende Lastkombinationen auftreten:

$A_I + A_{III} + V$ : waagerechte Spiegelstellung,

$A_{II} + A_{III} + B_{IV}$ : senkrechte Spiegelstellung,

$A_{III} + VI$ : Spiegel unter  $45^\circ$  geneigt.

Die jeweils größten Stabkräfte wurden der Bemessung zugrundegelegt. Das Radialfachwerk (Bild 19) ist doppelwandig ausgebildet mit verhältnismäßig großer Spreizung von 100 mm. Die I-Profile sind normale Preßprofile aus AlMgSi F32. Es wurden folgende Stababmessungen verwendet:

Außengurt  $O_1$  bis  $O_7$ :  $2 [ 60 \cdot 30 \cdot 4 \text{ mit } \begin{cases} F = 9,1 \text{ cm}^2, \\ i_x = 2,29 \text{ cm}, \\ i_y = 6,21 \text{ cm}, \\ i_z = 0,91 \text{ cm}, \end{cases}$

Innengurt  $U_2$  bis  $U_5$ :  $2 [ 80 \cdot 40 \cdot 3,5 [ 100 \cdot 35 \cdot 6 \cdot 4 \text{ mit } \begin{cases} F = 19,2 \text{ cm}^2, \\ i_x = 3,2 \text{ cm}, \\ i_y = 5,21 \text{ cm}, \end{cases}$

Innengurt  $U_6$  u.  $U_7$ :  $2 [ 80 \cdot 50 \cdot 5 [ 100 \cdot 35 \cdot 6 \cdot 4 \text{ mit } \begin{cases} F = 25,4 \text{ cm}^2, \\ i_x = 3,3 \text{ cm}, \end{cases}$

Vertikalen  $V_1$  bis  $V_5$ :  $2 [ 50 \cdot 30 \cdot 3,5 \text{ mit } \begin{cases} F = 7,3 \text{ cm}^2, \\ i_x = 1,95 \text{ cm}, \\ i_y = 6,01 \text{ cm}, \\ i_z = 0,94 \text{ cm}, \end{cases}$

Vertikalen  $V_6$ :  $2 [ 60 \cdot 30 \cdot 4$

Diagonalen  $D_1$  bis  $D_7$ :  $2 [ 50 \cdot 30 \cdot 3,5$







werk),  $Q_1$  und  $D_{1h}$  in  $Q_2$  und  $U_2$  (Radialkraft am unteren Ringfachwerk) zerlegt werden. Entsprechende Zerlegung erfolgt in den weiteren Knotenpunkten.

Aus Symmetriegründen werden  $H_2 = H_1$ ,  $H_3 = H_4$ , ferner  $U_2 = U_3$ ,  $U_3 = U_4$ . Man braucht also nur einen Quadranten zu betrachten. Es lassen sich nun in bekannter Weise  $X_a$  und  $X_a$  und damit die endgültigen Stabkräfte bestimmen. Zusammenfallende Stabkräfte verschiedener Ebenen des Grundsystems sind dabei zu überlagern. Schließlich überlagern sich die Ringkräfte der Lastengruppe VII— $R_3$  mit denen der Lastgruppe  $H_8$ .

Die Stabkräfte aus Fall I<sub>2</sub> (Ringgewicht) und Fall II (Wind) lassen sich hieraus umrechnen.

Berechnung für Fall IV: Eigengewicht der Leichtmetallschale und des Zentralringes.

Zu Fall IV<sub>1</sub>: Am Ring greifen in den Punkten VII und 8 die Kräfte  $R_{VII}$  und  $U_8$  des Radialträgers aus Fall B<sub>IV</sub> an. Sie werden durch die Kräfte  $R_{IV}$   $R_8$  und  $D_8$  ersetzt (Bild 28).

senkrechte Lasten „ $H_8$ “ aus Bild 23

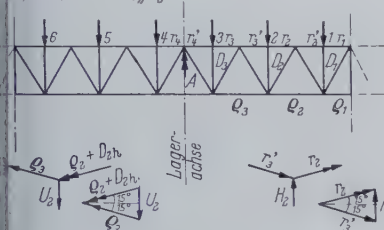


Bild 27. Inneres Mantelfachwerk abgewickelt

Dabei verhalten sich diese Radiallasten wieder wie die zugehörigen  $\sin \varphi$ . Da alle angreifenden Eigengewichte parallel der Y-Achse gerichtet sind, entfallen keine Komponenten in die Z-Richtung. Die Belastung wirkt sich also nur in dem oberen und unteren Ringfachwerk aus.

Zu Fall IV<sub>2</sub>: Ebenso werden die Gewichtsanteile des Ringes auf die oberen und unteren Knotenpunkte verteilt. Sie sind alle gleich groß und wirken nur in Y-Richtung.

Es entstehen somit die Belastungsbilder des oberen und unteren Ringfachwerkes nach Bild 29.

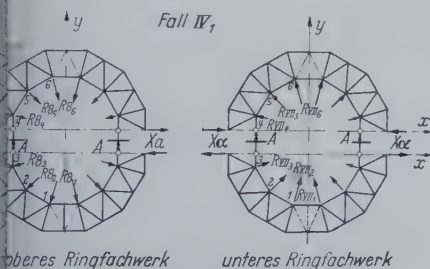


Bild 28. Radialbelastung des Zentralringes aus Fall IV

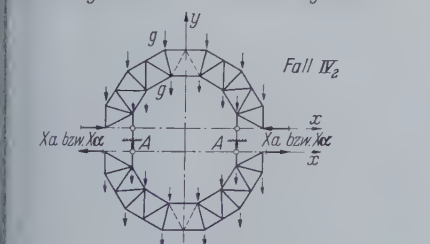


Bild 29. Grundsystem Fall IV (Lastengruppe „B“)

Zur Berechnung genügt wieder die Betrachtung eines Quadranten. Schließlich können die Stabkräfte aus den Fällen I u. V und II u. IV überlagert werden.

Der Ring wurde einwandig mit Doppelwinkeln  $\angle 77 \angle 2 \angle 100 \cdot 65 \cdot 9$  für Innen- und Außengurte ausgeführt. Die räumlichen Knotenfläche zum Anschluß der Radialträgergurte  $O_{VII}$  an den Außengurt des unteren Ringfachwerkes wurden geschweißt.

Belastungsversuch im Werk

Nach beendetem vorläufigem Zusammenbau des Spiegels wurde eine Probebelastung mit Durchbiegungsmessung vorgenommen.

Aus der statischen Berechnung ging hervor, daß lediglich bei Fall B<sub>IV</sub> Durchbiegungen der Randträgerpunkte  $O$  in Richtung  $\delta_r$  und  $\delta_h$  in solcher Größe entstehen, daß sie mit Sicherheit gemessen

werden können. Dabei sind die Verschiebungen am größten bei den Radialträgern 1 und 6. Sie müssen wegen Symmetrie gleiche Größe haben bei umgekehrten Vorzeichen.

Zum Versuch wurden die Gewichte aus Ringen, Radialträgern, Spieren und Schalenblech auf die Punkte 0—OX und 4—IV eines jeden Radialträgers konzentriert. Die Messung wurde am liegenden Spiegel für die halben Eigengewichte durchgeführt.

Die parallelen Lasten wurden durch waagerechte Seilzüge ausgeübt, die an einer Hallenwand über Rollen senkrecht nach unten abgelenkt und mit Gewichten belastet waren.

Die Lagerung des Spiegels sollte möglichst genau der Einspannung in der inneren Lagerwand des Stahlringes entsprechen. Deshalb wurden die beiden benachbarten Knotenpunkte (Bild 29: Punkte 3 und 4) jeder Seite auf besondere Fundamente senkrecht aufgestellt. Ferner mußten die der Belastung entsprechenden Horizontalkräfte auf jeder Seite abgelenkt werden (Bild 30).

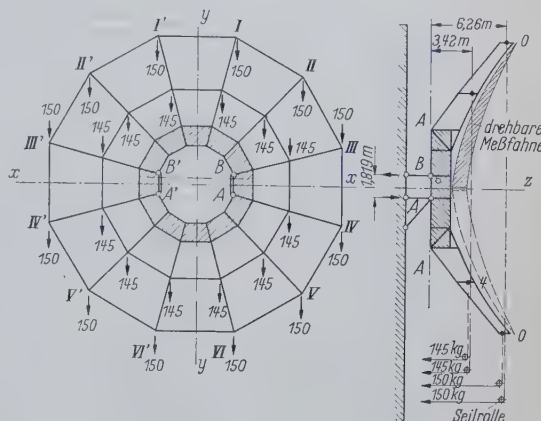


Bild 30. Verformungsmessung. Schema der Lagerung und Lastanordnung (alle Lasten in kg)

Da die größten senkrechten Stützkkräfte jeder Seite etwa 9 t betragen, wurde die Setzung beider Auflager mittels besonderer Meßuhren gemessen. Die Radial- und Vertikalverschiebungen der äußeren Spiegelpunkte wurden mit Hilfe einer um die Vertikalachse drehbaren, 12,5 m langen Meßfahne gemessen, die auch während der Montage zur Einhaltung der vorgeschriebenen Toleranzen benutzt worden war. Bei der Messung waren die gelochten Spiegelbleche noch nicht aufgebracht, so daß der Zustand des Spiegels dem der Berechnung zu Lastfall IV entsprach.

Nach Vornahme der durch die Lagerverschiebungen bedingten Korrektur waren die auf das volle Eigengewicht der Schale umgerechneten Verschiebungen folgende:

$$\delta_r = 5,36 \text{ mm}, \quad \delta_h / \delta_h = 0,762.$$

In diesen Werten ist der Einfluß der Stahlringverformung enthalten. Um diesen Einfluß festzustellen, wurden in einer weiteren Messung die Stahlringecken festgelegt. Die danach erfolgte Messung ergab:

$$\delta_r = 4,6 \text{ mm}, \quad \delta_h / \delta_h = 0,766.$$

Diese Werte lassen sich direkt vergleichen mit den gerechneten Verschiebungen des Lastfalls IV, bei denen auch nur die Leichtmetallschale berücksichtigt war. Sie haben die Größe:

$$\delta_r = 5,85 \text{ mm}, \quad \delta_h / \delta_h = 0,775.$$

Die Verhältnisse  $\delta_r / \delta_h$  sind in beiden Fällen annähernd gleich. Die Übereinstimmung zwischen Messung und Rechnung ist gut. Die kleineren Meßwerte dürften auf die Steifigkeit der Knotenpunkte zurückzuführen sein. Es hat sich schließlich gezeigt, daß die Vernachlässigung des Stahlringeinflusses bei der Berechnung der Leichtmetallschale zulässig war.

Der Gesamtentwurf des Radioteleskops lag in Händen der Firma Telefunken, Ulm<sup>1)</sup>.

Konstruktion und Bau des Spiegels wurde von der Firma Metallwerk Friedrichshafen (früher Luftschiffbau Zeppelin), die statische Berechnung vom Verfasser ausgeführt.

<sup>1)</sup> Weitere Aufsätze über Konstruktion, elektrischen und maschinellen Teil des Radioteleskops: Telefunken-Zeitung, Jahrg. 29, Nr. 113, Sept. 1956, und Aluminium, 32. Jahrg., Nr. 10, Okt. 1956.



## Die neue Straßenbrücke über die Save in Belgrad

Von Milan Radojkovic, Belgrad

DK 624.27.014.2 Stahl-Balkenbrücke mit Vollwandträgern

(Fortsetzung aus Heft 2/1958)

### 3. Materialfragen

#### 3.1 Allgemeines

Bei einer geschweißten Konstruktion dieser Größe muß man der Materialfrage die entsprechende Beachtung schenken, denn die Erfahrung lehrt uns, daß eine gegenseitige Beziehung besteht.

Die Anwendung des Schweißens bei Stahlkonstruktionen hat eine Reihe neuer unbekannter Probleme mit sich gebracht. Viele Fachleute waren erstaunt, daß eine Konstruktion zusammenbrechen kann, nicht unter der größten Belastung, für welche sie berechnet ist, sondern nur unter der Wirkung der eigenen Last und einem eventuellen Temperaturabfall, also unter einer Spannung, die kleiner ist als die zugelassene Rechnungsspannung. Außerdem zeigte der angewendete Stahl, welcher sich nach allen bisherigen Untersuchungen als zähe erwies, an den Schweißstellen ein ausgesprochenes Bild eines Sprödbrechens (nach damaligen Anschauungen), d. h. ohne Einschnürung und große lokale Dehnung. Bald genug war es klar, daß man den entstandenen Erscheinungen nicht auf eine uns gewohnte Weise entgegentreten kann, etwa durch Verminderung der zulässigen Spannungen, sondern daß bestimmte Eigenschaften des Materials in Frage stehen. Nach den Schadensfällen an den Brücken in Deutschland und Belgien und den amerikanischen Liberty-Schiffen während des II. Weltkrieges und nach dem Bruch einiger großer Druckrohrleitungen wurden viele Untersuchungen und Nachforschungen zwecks Aufklärung dieser Erscheinungen angestellt. Unser Wissen von diesen Problemen ist heute wesentlich erweitert. Wir kennen viele palliative Mittel zur Vermeidung dieser Ungelegenheiten, jedoch den Mechanismus des Sprödbrechens kennen wir noch nicht. Diese zweifache Problematik, einerseits die Wahl der zulässigen Spannung und andererseits das Verhalten des Materials, tritt aber nicht nur bei geschweißten Konstruktionen auf, sondern auch bei genieteten. Zum Beispiel berechnen wir niemals bei genieteten Konstruktionen die Spannungsspitze am Rande des Nietloches; das überlassen wir dem Material zur Lösung. Und dieses löst es auf eine Weise, die uns klar ist. Infolge des linearen Spannungszustandes plastiziert der überlastete Teil des Materials und das anliegende Material übernimmt die Überlastung. Aber wir verlangen auch für die genieteten Konstruktionen zähes Material mit einer weit größeren Dehnbarkeit als es nach der Berechnung notwendig wäre. Bei geschweißten Konstruktionen war infolge des höheren Spannungszustandes (eben und räumlich) der Mechanismus des Fließens und Bruches nicht so augenscheinlich und er ist in der ersten Zeit außer acht gelassen worden. Erst durch die Schadensfälle wurde man darauf aufmerksam. Die erwähnten Untersuchungen führten dazu, daß wir heute eine ganze Reihe metallurgischer Faktoren kennen, welche das Verhalten der geschweißten Konstruktionen beeinflussen, wie etwa die chemische Zusammensetzung (mit ihren physikalisch-chemischen Folgen und besonders der Neigung zur Aufhärtung) oder insbesondere die Unreinheit, Kornfeinheit, die Dicke des Materials, die Fortpflanzungsgeschwindigkeit der Risse usw. Ebenso wissen wir, daß es nicht nur metallurgische Faktoren sind, welche die Erscheinung des Sprödbrechens bedingen, sondern auch z. B. Spannungszustände, die sich in konstruktiven Faktoren, wie geometrischen Formen oder Kerben u. ähnl. ausdrücken lassen. Innere Spannungen sind ebenfalls ein wichtiger Faktor. Die Erforschung der verschiedenen Parameter und ihrer Kombinationen wird jedoch immer weiter vorangetrieben und stets neue Wege zur Bestimmung der charakteristischen Eigenschaften des Stahles, etwa durch Proben, werden gefunden.

Für die Praxis besteht nun die Frage: Welchen Bedingungen soll ein Stahl genügen, damit er die Sicherheit der Konstruktion garantiert? Da taucht nun das wirtschaftliche Moment auf. Denn es wäre nicht richtig, wenn man zu allen geschweißten Konstruktionen den teuersten Stahl verwendete: feinkörnig, normalisiert, mit hoher Zähigkeit, und mit einer Übergangstemperatur im Bereich hoher Kältegrade. Oder wenn man die zulässige Spannung verringert. Das wäre vielleicht möglich, aber dann würde die geschweißte Konstruktion ihre Wettbewerbsfähigkeit mit der genieteten Konstruktion und dem Stahlbeton verlieren. Deshalb ist man auch im Bauwesen zur Verwendung verschiedener Stähle übergegangen. An Stellen, die am ungünstigsten belastet sind, und von

welchen die Sicherheit der Konstruktion abhängt, gebraucht man den besten Stahl, für die übrigen Teile den entsprechend weniger guten und weniger teuren. Ein solches Beispiel ist auch die Savebrücke, wo für die Deckplatten der feinkörnige St 52 verwendet wurde, während die übrigen Teile aus gewöhnlichem St 52 und aus St 37 bestehen. (Bei der Brücke in Basel wurden drei Arten St 52 und vier Arten St 37 verwandt.)

Nachdem, was bisher gesagt wurde, ist es also unrichtig, wenn man allein nach dem Verhalten bei der gewöhnlichen Zerreißprobe urteilt, wo ein ausgesprochener linearer Spannungszustand vorliegt. Vor allem ist die alleinige Darstellung des Spannungs-Dehnungsdiagrammes und das Verhältnis der Fließgrenze zur Bruchgrenze bei der linearen Zerreißprobe unkritisch. Das Beziehen aller Größen auf den Anfangsquerschnitt hat außer für die rein vergleichende Betrachtung in absoluten Größen keinen Sinn. Zum Verständnis vieler Prozesse beim Bruch muß man vor allem diese Vorstellungen revidieren.

Überdies ist unsere Vorstellung vom Fließen ausschließlich auf die Beobachtungen bei der linearen Zerreißprobe gebunden. Zudem ist die Dehnung in hohem Maße vom Spannungszustand abhängig. Die ausgeführten Untersuchungen und Messungen im Rahmen der Lösung der Probleme, die sich beim Bau der Brücke ergaben, z. B. die Untersuchungen über die Tragfähigkeit der orthotropen Platte, von welchen im Abschnitt 4 die Rede sein wird, bestätigen diese Behauptung.

#### 3.2 Konventionelle Untersuchungen

Der verwendete Stahl ist Feinkornstahl St 52 der SM-Güte; nach den ASTM-Vorschriften fällt bei hundertfacher Vergrößerung die Größe des Kornes zwischen 7 und 8. Die durchschnittliche chemische Zusammensetzung in % war wie folgt: C 0,20; S 0,46; Mn 1,18; P 0,036; S 0,032; N 0,006; O<sub>2</sub> 0,004; Al gesamt 0,034; Al Metall 0,025. Mechanische Eigenschaften im Mittel:  $\sigma_s = 37,6 \text{ kg/mm}^2$ ;  $\sigma_B = 57,2 \text{ kg/mm}^2$ ;  $\delta_{10} = 29\%$ ;  $E = 2,0 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ . Die Aufschweißbiegeproben nach Kommerell mit einem Blech von 25 mm Dicke (Walzenentfernung 150 mm, Dorn  $3 \times 25 = 75 \text{ mm}$ ) ergaben einen Winkel von  $114^\circ$ .

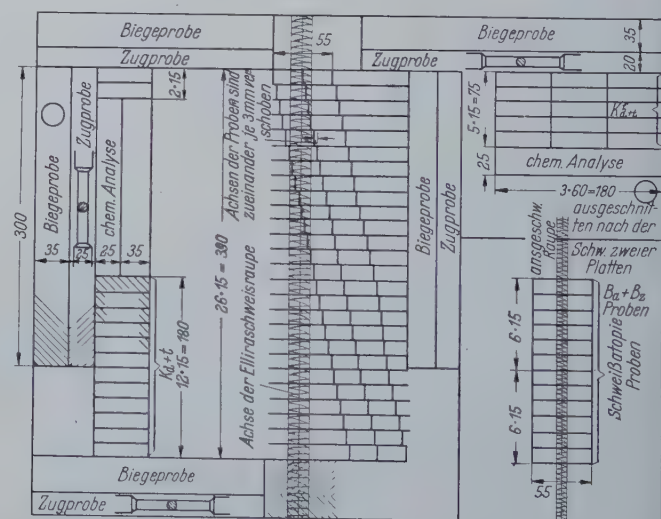


Bild 15. Aufteilung und Entnahme der Proben aus einer von drei Versuchsplatten für die Untersuchung des Einflusses der Schweißwärme auf das Grundmaterial

#### 3.3 Untersuchungen der Schweißbeeinflüsse

Zum Studium des Einflusses der Schweißwärme auf das Material wurden folgende Proben ausgeführt: Aus drei mit dem Ellira-Verfahren geschweißten Platten (Bild 15) wurde die nötige Zahl der Kerbschlagproben herausgeschnitten. In Bild 16 sind die Werte der Kerbschlagproben in Abhängigkeit von der Temperatur mit und ohne Alterung aufgezeichnet. Die Kerbform ist die sogenannte V-Notch mit einem Kerbradius von 0,25 mm und einer Tiefe von 2 mm. Die Alterung besteht aus einer Quetschung von 10%, welcher eine Erwärmung von 30 Min. auf  $250^\circ \text{C}$  folgt. Der



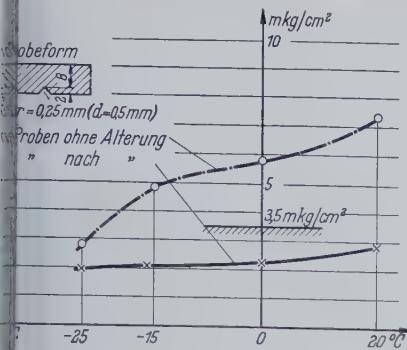


Bild 16. Kerbschlagzähigkeit-Temperatur-Kurve. Probe mit V-Notch. Das Niveau 3,5 mkg/cm² ist der Vorschlag des I. I. W. für Stahl Güteklasse C

unterscheiden zwei Zonen: die erste, in der das Material geschmolzen wurde, die A-Zone, und die zweite, welche gerade unter dem Umwandlungspunkt  $A_{c1}$  des Stahles liegt, die Z-Zone. Um diese Untersuchung durchführen zu können, wurde auf der Platte (Bild 15 rechts) eine Raupe aufgeschweißt, die nötigen Proben ausgeschnitten, geätzt und nachher nach Bild 18 bearbeitet. Bild 19 zeigt, daß die beiden Zonen eine Aufhärtung zwar aufnehmen, daß aber die  $K_p$ - und  $K_c$ -Werte der beiden Zonen keine nennenswerte Minderung erfahren. Dies bestätigen auch die Ergebnisse nach Bild 20.

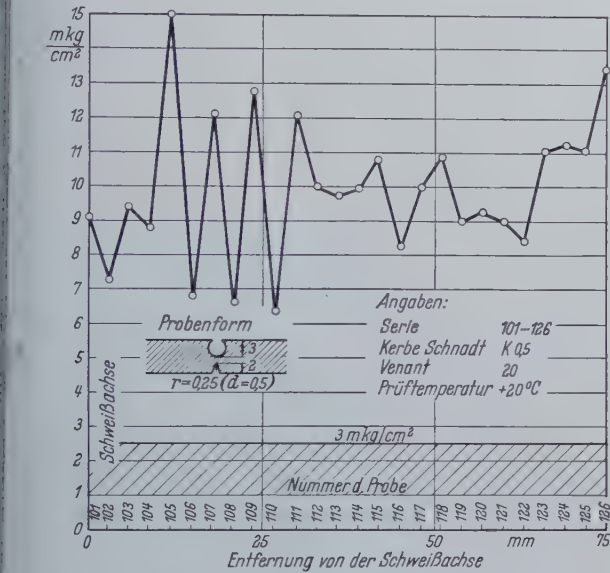


Bild 17. Untersuchung des Einflusses der Schweißwärme auf die Kerbschlagzähigkeit des Grundmaterials. Die Achsen der Proben sind um je 3 mm gegeneinander verschoben

Wie aus diesen Ausführungen zu sehen ist, ist der Stahl wenig empfindlich auf Wärme und Kerbeinflüsse — aber andererseits empfindlich auf Alterung. Ein günstiger Umstand ist, daß die Dicken 25 mm nicht übersteigen. Auf die Schweißreihenfolge ist besonders geachtet worden; die konstruktive Bearbeitung ist gut. Nach der Qualifikation der Konstruktionen in bezug auf die Sicherheit<sup>1)</sup> wurde die orthotrope Platte unter die Druckrohre und Hauptträger großer Brücken eingereiht. Die Beurteilung des „Gewichtes“ der orthotropen Platte der Savebrücke sollte doch etwas höher geschätzt werden als in obigen Überlegungen, so daß sie mit den Hauptträgern großer Brücken zu vergleichen ist; das Deckblech ist über dem Auflager doch 25 mm dick und dort ein wesentlicher Bestandteil des voll ausgenutzten Hauptträgers. Außerdem werden während der Montage alle Quernähte der Platte hoch auf Zug beansprucht. Somit hängt die Standsicherheit der ganzen Brücke von diesem Element ab. Eine günstige Tatsache ist, daß wegen der großen Zahl der Teile der orthotropen Platte ein Fehler in einem Teil noch keine Katastrophe zur Folge hat, was wir als innere Reserve der Konstruktion gern hinnehmen.

<sup>1)</sup> Klöppel, K.: Sicherheit und Güteanforderungen bei verschiedenen Arten geschweißter Konstruktionen. Schweißen und Schneiden, Sonderheft 1954.

### 3.4 Dauerfestigkeit der Schweißverbindungen

Das Unterlagsplättchen der Montage naht des Deckbleches der orthotropen Platte (Bild 9) sollte ursprünglich mit vier Kehlnähten (zwei innen, zwei außen) an das Deckblech angeschweißt werden, wobei die eine äußere Kehlnaht auf der Baustelle überkopf gezogen werden mußte. Da diese Nähte eine scharfe Änderung des Querschnittes — senkrecht zur Krafttrichtung darstellen und jedenfalls eine Kerbwirkung hervorrufen, ergab sich die Frage nach der zulässigen Spannung für das Grundmaterial des Deckbleches in der Nähe der äußeren Kehlnähte. Nach den Vorschriften für das Verhältnis  $\min \sigma / \max \sigma = 0,5$ , das in der Platte herrscht, ist die zulässige Spannung nicht höher als 18 kg/mm². Um die dadurch bedingte Verstärkung zu vermeiden, waren zwei Wege möglich: entweder durch Versuche die Tragfähigkeit bei einer Beanspruchung von 21 kg/mm² zu beweisen, oder den Stoß so umzugestalten, daß er eine Beanspruchung von dieser Größe erfahren darf.

Man hat daher die technologischen Proben nach Bild 21, die die MAN benutzt hat, um die nötigen Erfahrungen für die Montageschweißung zu sammeln, auch für die Probe stäbe für die Dauerfestigkeitsversuche verwandt. Damals wurden Probenplättchen sowohl mit der einen (Nr. 4 u. Nr. 5) als auch der anderen Variante

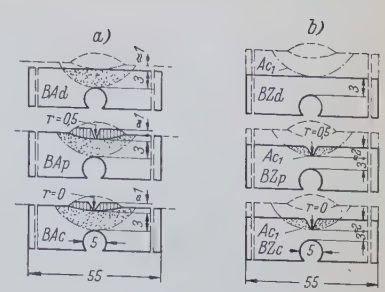


Bild 18. Entnahme der Schweiß-Atopie-Proben. a) Untersuchung des Einflusses der A-Zone b) Untersuchung des Einflusses der Z-Zone

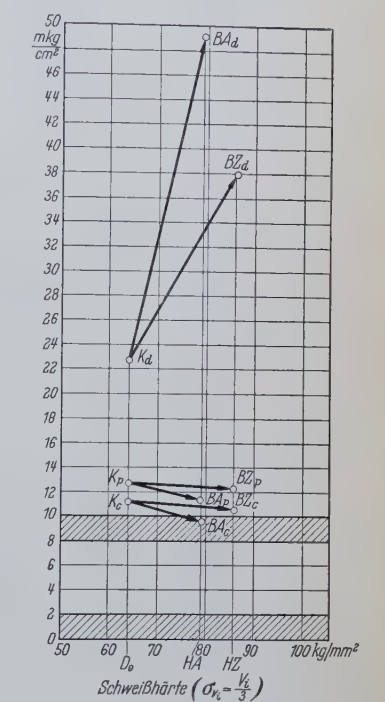


Bild 19. Schweißmechanische Eigenschaften des Baustahles für die Save-Brücke unter Ellira-Schweißung. Schweißbedingungen dieselben wie angegeben in Bild 21.

- $D_0$  = Anfangshärte des Stahles (Vickershärte/3 in kg/mm²)
- $K_d, K_p, K_c$  = Anfangs-K-Werte (kg/mm²)
- $BA_d, BA_p, BA_c$  = Atopie-Werte der A-Zone
- $BZ_d, BZ_p, BZ_c$  = Atopie-Werte der Z-Zone
- $HA$  = Härte der A-Zone (Vickers/3)
- $HZ$  = Härte der Z-Zone (Vickers/3)
- $d, p, c$  = Indizes für die Dynacitat-, Ponatopie- und Koheracie-Proben

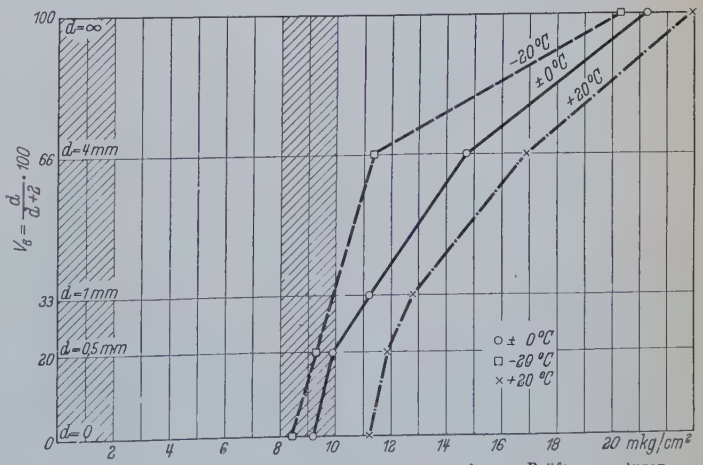


Bild 20. Venant-Atopie-Kurven bei den angegebenen Prüftemperaturen







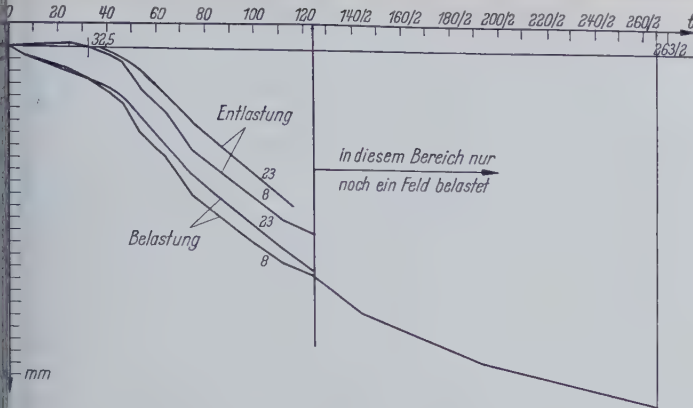


Bild 24. Typisches Belastungs-Durchbiegungs-Diagramm der Versuche zur Tragfähigkeitsuntersuchung der orthotropen Platte

Einwirken der einzelnen Teile zu kontrollieren. Die Gelegenheit zu war insofern günstig, als die freie Montage mit den zwei Kragarmen von 130 m jeden Teil der Konstruktion auf sein volles Arbeitsvermögen beanspruchte. Besondere Beachtung schenkte man dem Mittragen der orthotropen Platte bei dem Hutquerschnitt. Die Besprechung der Ergebnisse erfolgt unter 4.3.

Die Kontrolle der Qualität der Schweißnähte war von besonderer Bedeutung. Da die Stöße des Stegbleches und der Lamellen der Querträger schon in den Werkstätten durchstrahlt wurden, so blieben auf der Baustelle an wichtigen Nähten noch die Montagenähte der orthotropen Platte, d.h. die Nähte des Deckbleches und der Längsrippen, zu untersuchen. Von etwa 49 000 m Nähten der orthotropen Platten sind etwa 2800 m oder rund 5,7 % Montage-Stirnnähte. Hiervon wurden durchstrahlt etwa 2000 m oder ~ 4 %.

Da während des Baues der Savebrücke eine Kontrolle der Nähte durch Ultraschall nicht in Betracht kam, so wurden sie durchstrahlt, und zwar hauptsächlich mit Röntgenstrahlen und etwa 10 % der Nähte auch mit Isotopen (Ir 192).

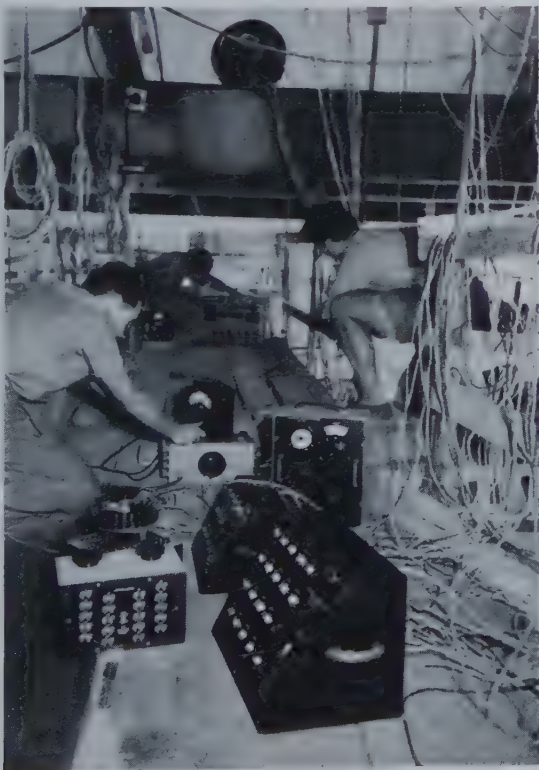


Bild 25. Blick auf das Podium unter dem Rost bei der Prüfung der orthotropen Platte. (Zentrale Meßstelle für alle Meßstreifenbrücken)

### 3 Prüfung der vollendeten Konstruktion

Die Prüfungen, die nach der Vollendung der Montagearbeiten vorgenommen wurden, sollten hauptsächlich folgendes klären: das allgemeine Verhalten der Konstruktion bei symmetrischer und nicht symmetrischer statischer Belastung, die geleistete Arbeit der orthotropen Platte, die Verteilung der Wärme im Querschnitt der Kon-

struktion und das Verhalten der Konstruktion unter dynamischer Belastung.

Für die allgemeine Prüfung wurde die Brücke mit 32—45 t schweren Raupenfahrzeugen und mit schweren Lkw (insgesamt über 940 t) belastet. Für die unsymmetrische Belastung wurden nur Raupenfahrzeuge verwendet. Zur Untersuchung des Verhaltens der Konstruktion unter dynamischer Belastung wurde ein Lkw-Zug verwendet, der aus 4—6 schweren Lastwagen bestand. Mit diesem Lastwagenzug wurde die Brücke mit einer Geschwindigkeit von 20 bis 40 km/h befahren.

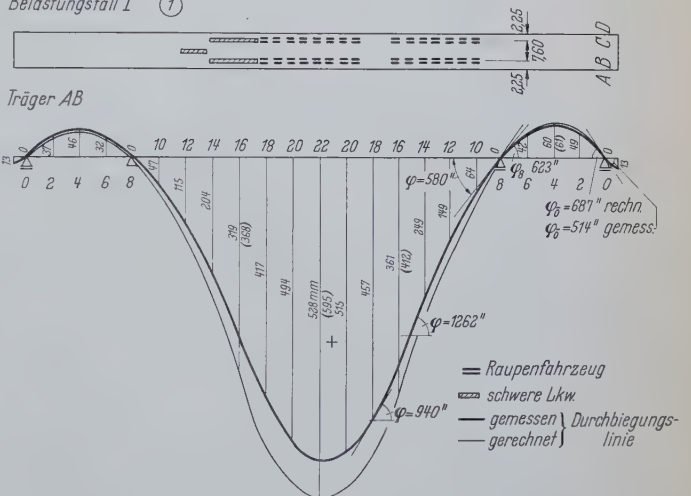


Bild 26. Anordnung der Meßstellen an den Längsrippen

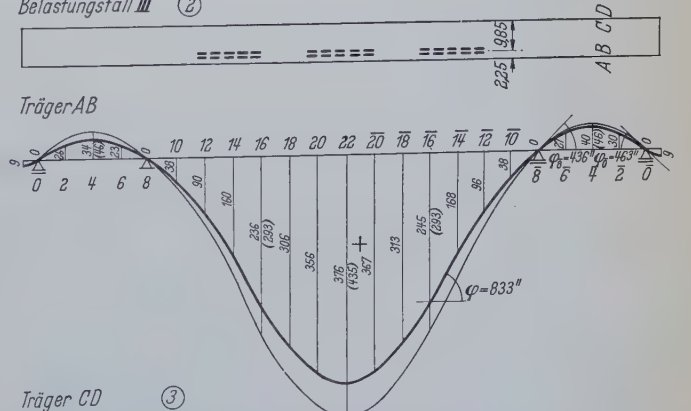
Außer der Spannungsprüfung des Hauptträgers war es notwendig, die Eigenfrequenz und die Amplitude der Schwingung des Fußsteiges neben den Randträgern unter dem Geländer zu bestimmen.

Zur Prüfung wurden beträchtliche konzentrierte Lasten aufgebracht, um so klar als möglich die Eigenschaften der orthotropen Platte zu zeigen. Als Belastung wurden Lagerteile der früheren Hängebrücke verwendet, deren Gewicht 18,7 und 16,1 t betrug. Unter dem Lager wurde eine hydraulische Presse aufgestellt; durch Heben des Pressenkolbens wird das Gewicht des Lagers über den

Belastungsfall I ①



Belastungsfall III ②



Träger CD ③

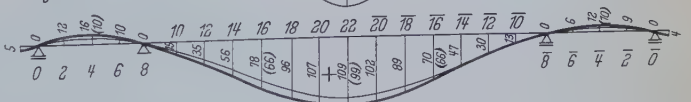


Bild 27. Durchbiegungsdiagramm des Hauptträgers. 1. Träger AB bei symmetrischer Belastung, 2. Träger AB bei unsymmetrischer Belastung, 3. Träger CD bei unsymmetrischer Belastung







Die Neigung der einseitig belasteten Brücke beträgt 4,7 ‰. Bei der gleichen Bronx-Whitstone in New York beträgt diese Neigung 6,3 ‰ und bei der alten Köln-Deutzer-Brücke betrug sie 3,3 ‰.

Die Spannungen wurden in folgenden Querschnitten gemessen: in der Mitte der Seitenöffnung (4), über den Mittelpfeilern (8) und in der Mitte der Brücke (22). Als Beispiel ist das Ergebnis der Messung

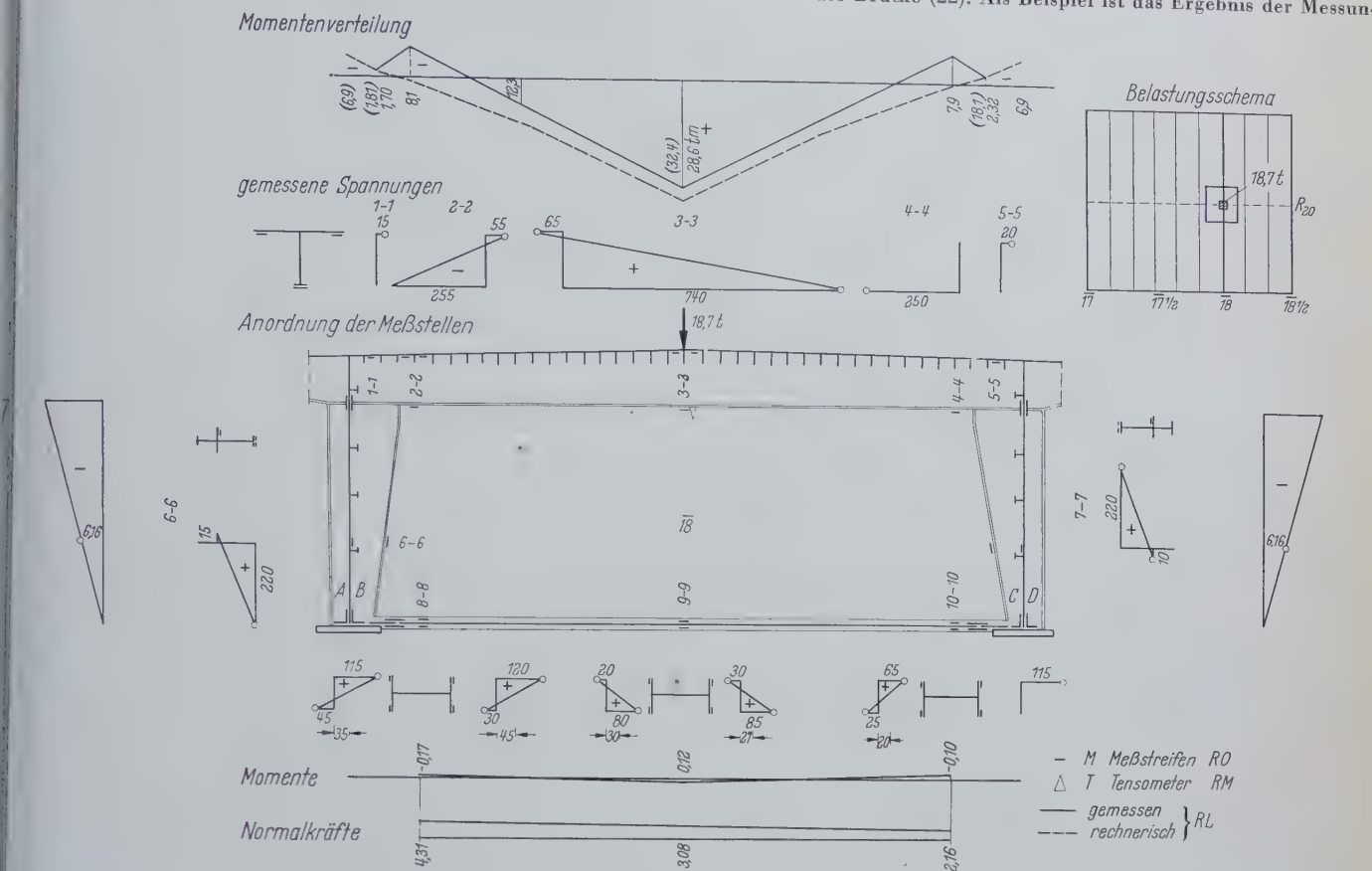


Bild 31. Spannungsbild und M-Flächen bei Belastung des Haupt-Querträgers

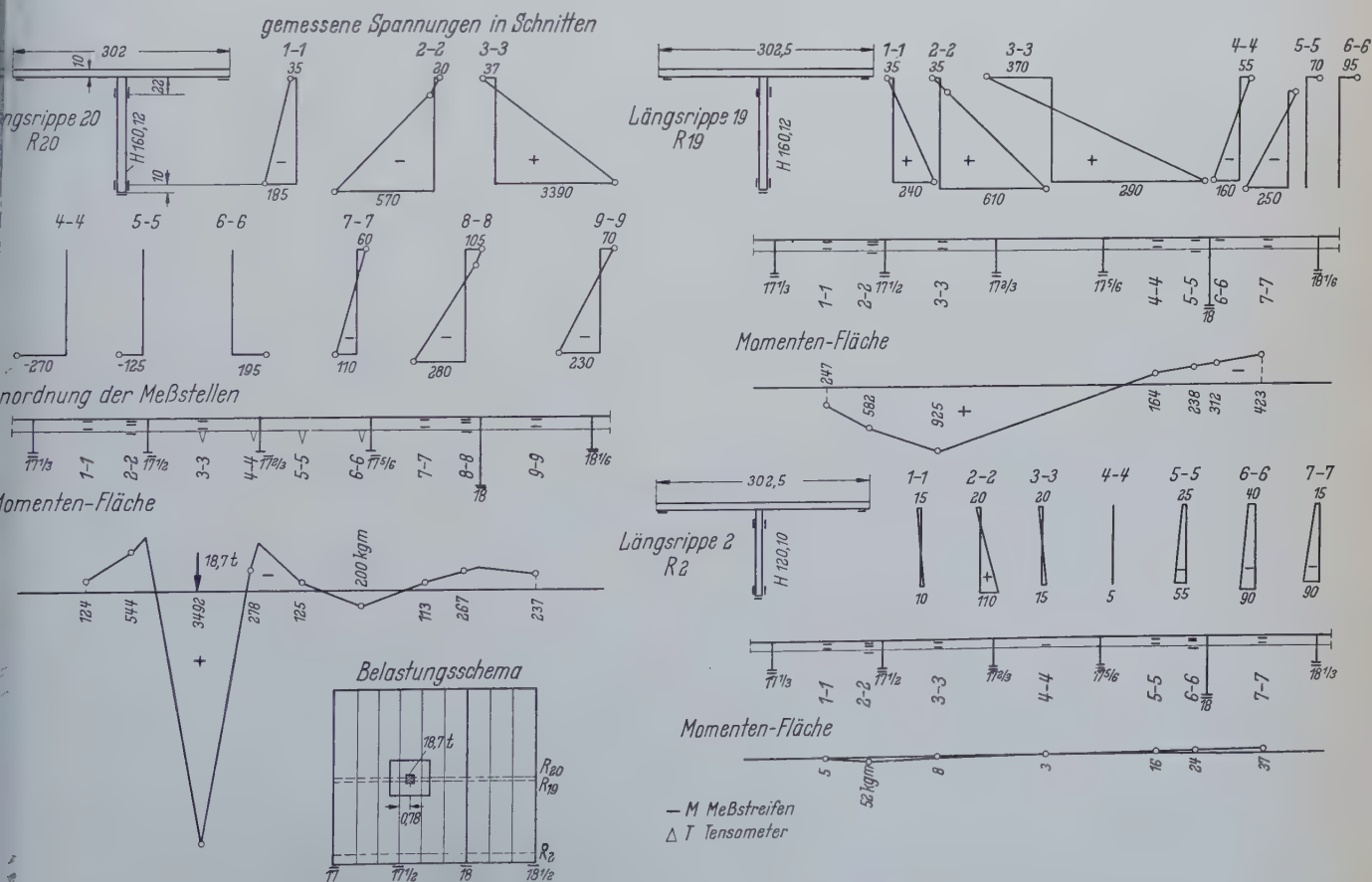


Bild 32. Meßergebnisse (M-Flächen) bei Belastung der mittleren Längsrippen







Belastung bestätigt den schon früher gebrachten Schluß über den Einfluß der Randbedingungen auf die Tragfähigkeit der Elemente. Aus den Angaben in Bild 32 ist ersichtlich, daß die Querverteilung der örtlich konzentrierten Last ziemlich klein ist. Die Rippe empfängt unmittelbar unter der Last 58 %, zusammen mit den zwei Nachbarrippen 83 %, so daß der Rest von 17 % sich auf die übrigen Rippen verteilt.

Bild 33 zeigt die Durchbiegungsfläche für die Belastung der Rippen neben dem Stegblech des Hauptträgers. Man sieht, daß sich diese Einflüsse nicht weit auf die Platte auswirken. (Man muß im

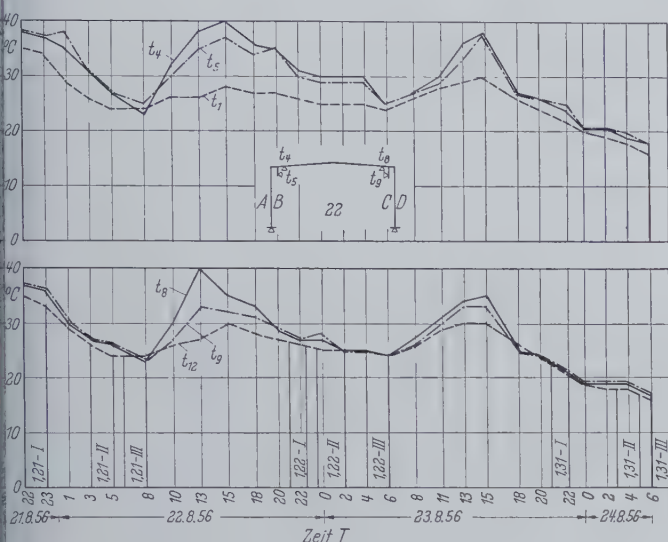


Bild 35. Temperaturverteilung an verschiedenen Punkten des Hauptträgers

#### 4.6 Das Messen der Temperatur

Da die Zeitunterschiede von den Anfangsablesungen bis zu den Ablesungen unter Belastung und den Schlußablesungen groß waren, konnte die Temperaturänderung einen bedeutenden Einfluß auf die gemessenen Spannungen haben. Deshalb wurden alle diese statischen Prüfungen in der Nacht durchgeführt. Um aber diesen Einfluß auf jeden Fall auszuschalten und die Meßergebnisse mit Sicherheit auswerten zu können, wurde während der Prüfzeit auch die Temperatur gemessen, und zwar sowohl in der Luft als auch an verschiedenen Punkten der Konstruktion; das Beispiel eines solchen Diagrammes ist in Bild 35 wiedergegeben. Die Angaben waren sehr nützlich bei der Wahl der Meßergebnisse zwecks Auswertung. Es wurden nämlich jene Angaben angenommen, welche in der Zeit der geringsten Temperaturänderung erhalten wurden. Aus Bild 35 ist ersichtlich, daß der größte Temperaturunterschied des oberen und unteren Gurtes den Rechenwert von 15° C nicht überschreitet. Die Temperaturunterschiede des oberen und unteren Gurtes zur Zeit der Ablesung der Meßwerte sind nicht größer als 2° C.

Außer diesen Messungen wurden im Zeitraum von 48 Stunden die Verbreitung der Wärme durch den Asphalt und die Fahrbahnplatte gemessen. In Bild 36 werden Angaben über die Verbreitung der Wärme durch die Fahrbahnplatte im Knoten 8, wo die Deckplatte 25 mm dick ist und im Knoten 17, wo die Platte 10 mm Dicke hat, gemacht. Die Temperatur der Luft wurde 1 m über dem Asphalt gemessen. In Bild 36 ist sie mit  $t_1$  bezeichnet;  $t_2$  ist die Temperatur auf der Oberfläche des Asphaltes;  $t_3$  im Asphalt über der Aluminiumfolie und  $t_4$  auf der unteren Fläche des Deckbleches. Wie man sieht, ist in der Zeit hoher Temperaturen die Temperatur der Luft am niedrigsten und die auf der Oberfläche des Asphaltes am höchsten. Den Einfluß der Aluminiumfolie in wärmetechnischer Hinsicht spürt man nicht.

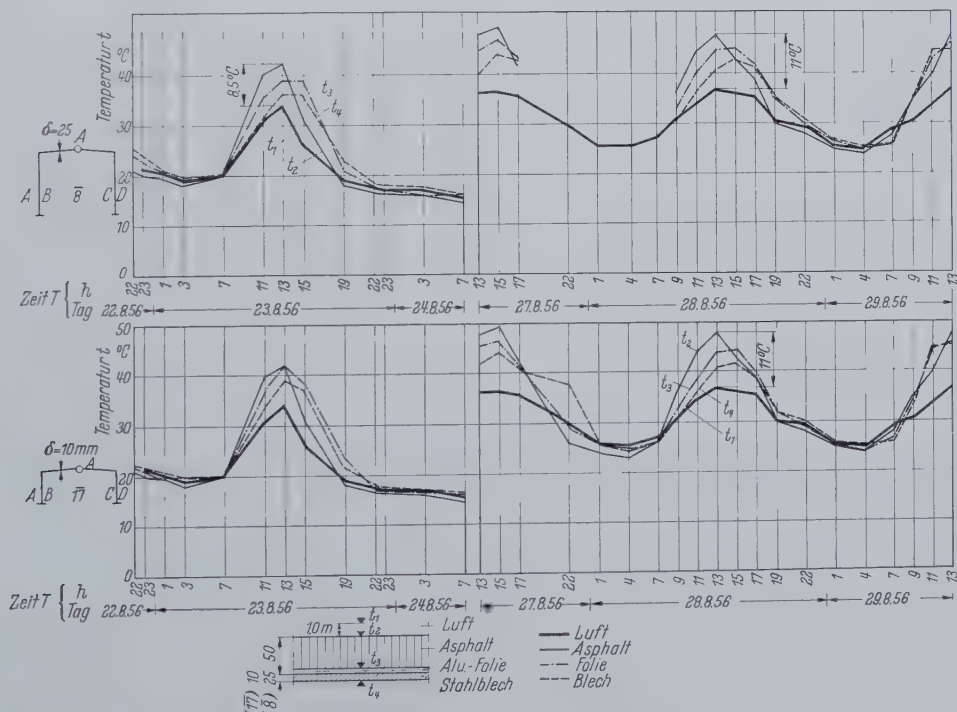


Bild 36. Temperaturverteilung durch die Fahrbahnplatte

angehalten, daß der Maßstab der Durchbiegung im Bild 33 und Bild 30 nicht derselbe ist). Auch in der Längsrichtung haben nur die ersten Querträger eine kleine Durchbiegung, doch verbreitet sich der Einfluß nicht. Das ist die Bestätigung der Hypothese, daß diese Rippen als Träger auf nur schwach elastischen Stützen wirken. Bild 34 zeigt die Meßergebnisse für die belastete Längsrippe. Im Vergleich mit Bild 32 erkennt man klar den Unterschied der Verteilung der Momente bei den Randrippen gegenüber der entsprechenden Momentenverteilung bei den Mittelrippen.

#### 4.7 Das Verhalten der Konstruktion unter dynamischer Belastung

Es wurden für diese Untersuchung umfangreiche Vorbereitungen geschaffen. In den Querschnitten 4, 8 und 22 wurden die Dilatationen in 12 Punkten gemessen, so daß ein Bild von der Arbeit einzelner Teile und der ganzen Konstruktion gewonnen werden konnte. Sogenannte „Marker“ wurden an den entsprechenden Knoten aufgestellt, so daß in Verbindung mit der Zeitbasis, welche das Instrument gibt und mit den bekannten Größen der Achsabstände der Last-



wagen auch die Geschwindigkeit und die gegenseitige Entfernung der Fahrzeuge fixiert werden konnte.

Das Diagramm der dynamischen Messungen stellt, wie bekannt, immer eine Art Summeneinflußlinie dar; das bedeutet, daß die angegebene Ordinate unter der ersten Last die Summe der Einflüsse aller Lastachsen für die gemessene Größe und den gewählten Meßpunkt darstellt. Da die Größenangabe der Einflüsse an der Stelle, wo die erste Achse steht, erfolgt, ist die Länge eines solchen Diagrammes gleich der Summe der Länge der Konstruktion und des Lastenzuges. Das Diagramm (Bild 38) enthält Messungen an zwölf Punkten, die aus Bild 37 ersichtlich sind. Jede von den 12 Kurven ist ein Diagramm für sich. Die Punkte 4, 8, 20, 8 bedeuten: Mitte Seitenöffnung (4), Belgrader Flußpfeiler (8), Mitte Brücke (20), Zemuner Flußpfeiler (8). Die Meßpunkte 3 und 4 gehören der orthotropen Platte, die anderen dem Hauptträger an. Da der Lastenzug aus drei Lkw bestand, haben die Angaben für Punkte 3 und 4 drei Maximalbereiche, während die Punkte, die dem Querschnitt des Hauptträgers angehören, natürlich nur einen Maximalwert haben.



Bild 37. Verteilung der Meßpunkte über den Querschnitt 8

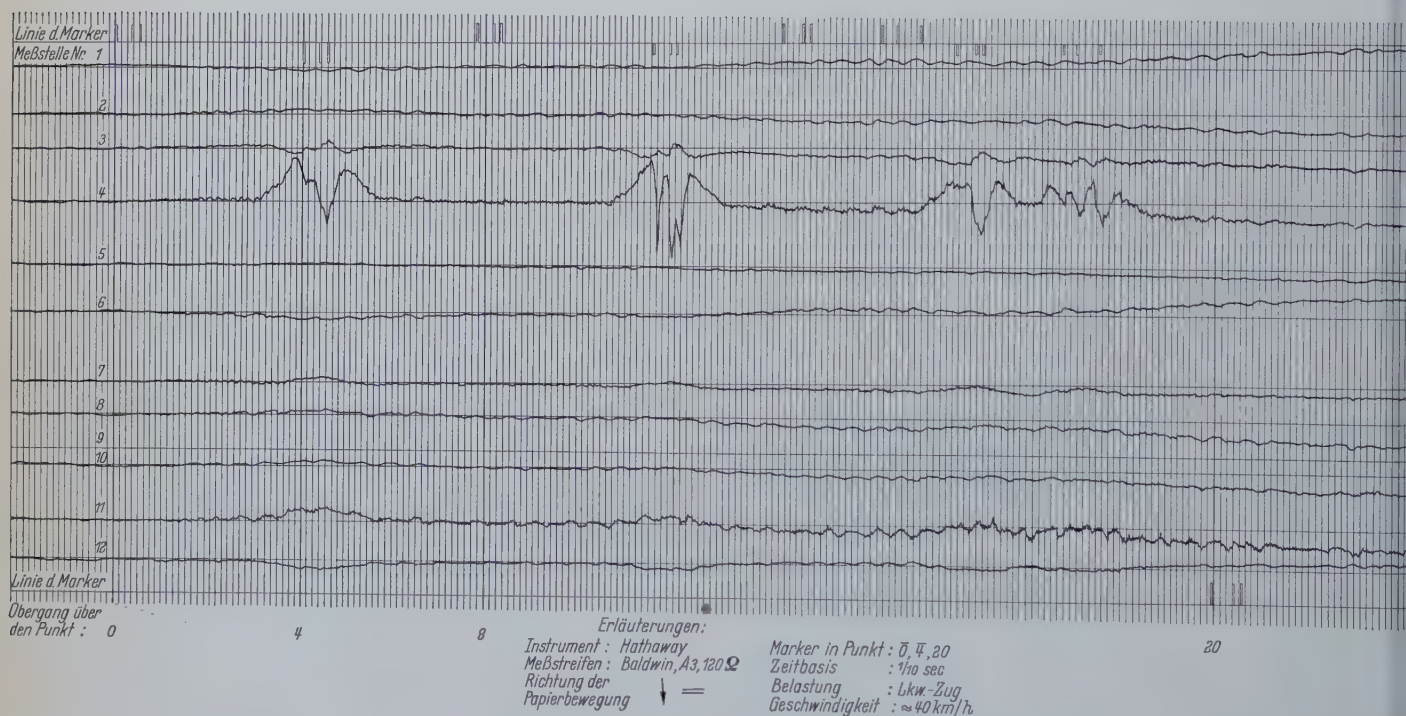


Bild 38. Schwingungsdiagramm für die Meßpunkte 1–12 im Querschnitt 8

Die Ordinaten stellen Schwingungsamplituden dar, die Abszisse wird von der Zeit gebildet. Der Maßstab der Ordinaten wird durch Eichung festgestellt; die vertikalen Streifen bedeuten  $1/10$  sec.

Die Übersicht der gewonnenen Diagramme zeigt, daß verschiedene Punkte eines Querschnittes synchron schwingen, sei es nun in Phase oder in Gegenphase. Zwei Punkte in der Mitte der orthotropen Platte (einer am Deckblech, der andere auf der Längsrippe) schwingen ebenfalls synchron zu den anderen Punkten, während sich die Belastung weit vom gemessenen Querschnitt befindet.

Wenn sich die Belastung dem geprüften Querschnitt nähert, entstehen lokale Beanspruchungen und Schwingungen. Dann ist augenscheinlich, daß diese zwei Punkte als Teile eines Trägers vom T-Querschnitt schwingen, so daß man ein wahres Bild von der Überlagerung der Grundwelle mit sekundären und tertiären Schwingungen erhält.

Eine weitere Schlußfolgerung ist, daß die Geschwindigkeit von 20 km/h nicht als dynamische Belastung auf die Konstruktion wirkt. Die Konstruktion verformt sich fast ohne Schwingungen als Ganzes. Bei Befahren der Brücke mit einer Geschwindigkeit von 40 km/h zeigen die Diagramme Schwingungen, wie sie vorher beschrieben wurden. Der größte Schwingungswert, der für den Hauptträger errechnet wurde, betrug 1,09; dieser Wert stimmt gut mit der Annahme in der Berechnung überein.

Die örtliche Spannung in der Rippe aus der dynamischen Überbelastung übersteigt um 70–200 % die mittlere Spannung im Gurte nach den Abmessungen der Rippe.

Die gemessene Schwingungsfrequenz des Hauptträgers war größer als die der Grundschwingung. An Stelle 0,52 Hz wurden Schwingungen mit 2,1–2,4 Hz gemessen.

Die Eigenfrequenz der Konsole neben dem Geländer wurde mit 11 Hz (gegenüber 9,9 Hz in der Berechnung) gemessen. Die Amplituden sind klein.

### 5. Abschließende Betrachtung

Die Prüfung der Konstruktion ist nur die Endphase einer ganzen Reihe von Arbeiten, welche die Qualität eines Objektes sicherstellen sollen. Auf diese Qualität wirken, angefangen vom Entwurf, die statische Berechnung, die Auswahl des Materials, die Werkstattdurchführung und die Art der Montage. Die Brücke über die Save bei Belgrad, die größte Vollwandträger-Brücke der Welt, fand von Anfang an viel Beachtung. Die Konzeption ist neu, kühn und gesund. Die statische Berechnung kann nicht besser sein, das Material war

so wie man es verlangte, die Werkstattdurchführung und die Montage war ausgezeichnet.

Die Messungen haben eine vollkommene Übereinstimmung mit der Rechnung ergeben. Dies konnte auf Grund der Form der Konstruktion und der Güte der statischen Berechnung erwartet werden. Die Prüfungen ermöglichten ferner einen Einblick in gewisse Voraussetzungen bei der Ausbildung der Konstruktion und deuteten auf notwendige weitere Untersuchungen für eine bessere theoretische Erfassung der Wirklichkeit hin.



Verschiedenes

Vergleich verschiedener Verfahren zur Bestimmung der  
Prüfbarkeit von Punktschweißungen an Stahlblechen<sup>1)</sup>

**Einleitung**  
Das Punktschweißen ist in den letzten Jahren zu einem solchen beherrschten (vor allem durch Einführung der elektronischen Steuerung) und leistungsfähigen Verfahren entwickelt worden, daß es jetzt rein verfahrenstechnisch einer Anwendung im Stahlbau auch für Konstruktionen großer Abmessungen und Blechdicke nichts mehr an Wege steht. So wurden in Frankreich beim Bau von zwei Wärmekraftwerken schwere Vollwandträger durch Punktschweißen hergestellt<sup>2)</sup>. Im Hinblick auf diese Anwendungsmöglichkeit verdienen die bisherigen englischen Untersuchungen das Interesse des Stahlbaues.

Teil I. Durchgeführte Versuche

An zweiseitigen Probekörpern, deren Verbindung durch einen einzelnen Schweißpunkt hergestellt ist, wurden folgende Prüfungen durchgeführt:

- Zugversuch (in Zerreißmaschine),
- Scherversuch (ebenfalls in Zerreißmaschine),
- Torsionsversuche mit handbedientem Drehmomentenschlüssel und Torsionsmaschinen verschiedener Bauart,
- Härteprüfung.

Dabei wurden folgende mechanische Werte gemessen:  
Durchmesser des Schweißpunktes  
a) aus zerstörten Probekörpern für Torsionsversuch,  
b) aus dem Makro-Schliffbild.

Die Bruchlasten für Scheren, Zug und Torsion.  
Das Verhältnis der Zug-Bruchlast zur Scher-Bruchlast. Auf Grund früherer englischer Versuche wird diesem Quotienten eine große Bedeutung für die Beurteilung der Sprödigkeit einer Punktschweißverbindung beigemessen. Es wird daher als ductility ratio oder Plastizitätsverhältnis bezeichnet (i. folg. *DR* genannt).

Der Verdrehwinkel bei oder in der Nähe der Torsions-Bruchlast.

Die Vickershärte.  
Die Bruchform und ihre Häufigkeit. Der Bruch erfolgte entweder in der kreisförmigen Verbindungsfläche 1—1 des Schweißpunktes (Bild 1, Schweißbruch) oder in der zylindrischen Fläche 2—2 (Materialbruch).

Die ermittelten Werte sind in den Tafeln II—IX der englischen Veröffentlichung zusammengestellt.

Für die Probekörper wurden 4 Stahlsorten (A, B, C, D), deren ungefähre Analyse und mechanische Gütewerte aus Tafel I zu entnehmen sind, jeweils in 2 verschiedenen Materialdicken verwendet.

Tafel I. Geprüfte Stahlsorten

Stahlsorte	Analyse						Mech. Werte		
	C	Si	Mn	Cr	Mo	Cu	$\sigma_F$ kg/mm <sup>2</sup>	$\sigma_B$ kg/mm <sup>2</sup>	$\delta_5$
A Deep-drawing quality (S 84)	0,04	< 0,1	0,31	< 0,01	< 0,1	< 0,05	23,3	34,4	38
B Black Mild Steel	0,09	< 0,1	0,34	< 0,01	< 0,1	0,17	23,9	39,4	25,7
C 3 S 3	0,20	0,20	0,33	0,05	< 0,1	0,23	32,6	47,2	—
D „Fortiweid“	0,13	0,23	0,68	0,05	0,47	0,10	47,2	60,8	18,8

S-Gehalt 0,02 bis 0,06%; P- u. N-Gehalt nicht angegeben.

Die Schweißungen erfolgten unter den im praktischen Betrieb vorliegenden Verhältnissen. Von den 3 wichtigsten Bedingungen beim Punktschweißen — Elektrodendruck, Stromstärke und Schweißzeit — wurden die beiden letzteren bei allen Probekörpern dreimal variiert, und zwar so, daß zu höheren Stromstärken kürzere Schweißzeiten und umgekehrt gehören. Der Elektrodendruck dagegen wurde überall gleich gewählt.

Aus den Versuchsergebnissen wird gefolgert:

- Die Bruchlasten hängen nur von der Größe des Schweißpunktes ab.
- Die Beziehung zwischen Bruchlast und Schweißpunktdurchmesser ist besser, wenn man den Durchmesser der Torsionsprobe statt dem Makroschliff entnimmt. Es ist daher zu vermuten, daß die

- nicht aufgeschmolzene Übergangszone einen feststellbaren, wenn auch kleinen Beitrag zu den Bruchlasten liefert.
- Die Härte und Sprödigkeit (*DR*) werden von unterschiedlicher Stromstärke und Schweißzeit nicht beeinflusst.
  - Die Härte des Schweißgutes ist i. a. in den dickeren Proben nicht größer als in den dünneren.

Teil II. Auswertung

Es werden unter vereinfachenden Annahmen Formeln zur Berechnung der Bruchlasten eines Schweißpunktes abgeleitet. Beim augenblicklichen Stande unserer Kenntnisse sind dabei nur brauchbare Ergebnisse zu erwarten, wenn man sich zunächst auf ruhende Belastung und ein zähplastisches Material beschränkt.

Abscheren: Je nach der Steifigkeit der Verbindung können zwei Bruchformen auftreten (Bild 2a):

Bei einem Verhältnis  $t/r < 0,3$  tritt Bruch durch Gleiten in einer unter 45° zur Verbindungsebene geneigten Zylinderfläche (*XY*, *X'Y'*) ein.

Bei einem Verhältnis  $t/r > 0,3$  erfolgt Versagen durch Abscheren in der kreisförmigen Verbindungsebene *YY'*.

Die Verhältniszahl 0,3 folgt aus einer einfachen Überlegung:  
Nimmt man beim einachsigen Spannungszustand die größte Schubspannung gemäß der Mohrschen Schubspannungstheorie gleich der halben Zugfestigkeit  $\sigma$  an, so ergibt sich für die Scher-Bruchlast *Q*:

a) 
$$\frac{Q}{\sqrt{2}} = \left(1 + \frac{1}{\sqrt{2}}\right) \pi r \sqrt{2} t \sigma$$
  
oder 
$$\frac{Q}{\pi r^2 \sigma} = \frac{t}{r} \cdot \frac{1 + \sqrt{2}}{\sqrt{2}}, \dots \dots \dots (1)$$

b) 
$$Q = \pi r^2 \frac{\sigma}{2} \quad \text{oder} \quad \frac{Q}{\pi r^2 \sigma} = \frac{1}{2} \dots \dots \dots (2)$$

Gleichsetzen von (1) und (2) zeigt, daß die Bruchform bei  $t/r = 0,3$  wechselt.

Zug: Gemäß Bild 2b sind folgende Bruchformen und zugehörige Bruchlasten *P* zu erwarten.

Wenn  $t/r$  klein: Bruch in der zylindrischen Fläche *XY*, *X'Y'*:  
$$P = 2 \pi r t \frac{\sigma}{2} \quad \text{oder} \quad \frac{P}{\pi r^2 \sigma} = \frac{t}{r} \dots \dots \dots (3)$$

Wenn  $t/r$  groß: Bruch in der Kegelfläche *XO X'*:  
$$\frac{P}{\pi r^2 \sigma} = 1 + \frac{\pi}{2} \dots \dots \dots (4)$$

Torsion: Gemäß Bild 2c ergeben sich folgende Bruchformen und zugehörige Bruchlasten *T*:

a) Wenn  $t/r$  klein, tritt der Bruch in der zylindrischen Fläche *XY*, *X'Y'* auf:  
$$T = 2 \pi r t \frac{\sigma}{2} r \quad \text{oder} \quad \frac{T}{\pi r^3 \sigma} = \frac{t}{r} \dots \dots \dots (5)$$

b) Wenn  $t/r$  groß, erfolgt der Bruch in der kreisförmigen Verbindungsfläche *YY'*:  
$$T = \pi \sigma \int_0^r x^2 dx = \frac{\pi r^3 \sigma}{3}, \quad \frac{T}{\pi r^3 \sigma} = \frac{1}{3} \dots \dots \dots (6)$$

Die sich aus den Gleichungen (1) bis (6) ergebenden Bruchlasten sind in Bild 3 dargestellt.

Das Verhältnis der Zug- zur Scherfestigkeit (*DR*) hängt von  $t/r$  ab. Für kleines  $t/r$  ergibt sich aus (3) und (1)

$$DR = \frac{\sqrt{2}}{1 + \sqrt{2}}, \dots \dots \dots (7)$$

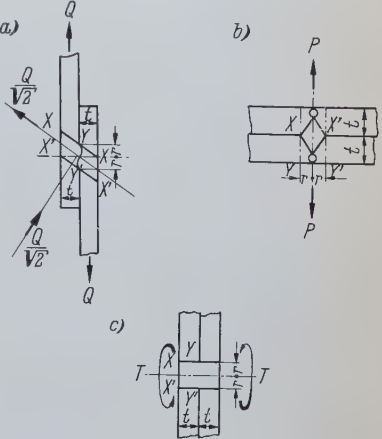


Bild 2. Verformungspläne für Punktschweißverbindungen bei statischen Versuchsbedingungen.  
a = Abscheren, b = Zug, c = Torsion

<sup>1)</sup> Nach British Welding Journal, Vol. 4 (1957), Nr. 11, November, S. 514.  
<sup>2)</sup> Vergl. Lacher, G.: Die Punktschweißung bei schweren Stahlkonstruktionen. Stahlbau 27 (1958) H. 1, S. 20.



für größeres  $t/r$  aus (3) und (2)

$$DR = \frac{2t}{r}, \quad \dots \dots \dots (8)$$

für  $t/r > 1 + \pi/2$  aus (4) u. (2)

$$DR = 2 + \pi. \quad \dots \dots \dots (9)$$

(9) hat nur theoretische Bedeutung, weil in der Praxis solche große Verhältnisse  $t/r$  nicht vorkommen. In der Praxis wählt man den Elektrodendurchmesser, mit dem der Schweißpunktdurchmesser annähernd übereinstimmt, proportional  $\sqrt{t}$ . (In Deutschland z. B. vielfach empfohlen:  $d = 2r = 5 \sqrt{t}$ .) Das Verhältnis  $t/r$  wächst also mit der Blechdicke  $t$ , und damit gemäß Gl. (8), in den Geltungsbereich die Werte  $t/r$  der Praxis meist liegen, auch  $DR$ .

#### Ergebnisse:

Der Vergleich der mit den Gleichungen (1) bis (9) unter Verwendung von  $\sigma_B$  aus Tafel I und von  $d$  aus Makroschliff ermittelten theoretischen Werte mit den Versuchsergebnissen von Teil I und anderen Veröffentlichungen ergibt u. a. folgendes:

1. Die für die Scherfestigkeit abgeleitete Gesetzmäßigkeit wird durch die Versuche klar bestätigt; jedoch liegen die Versuchswerte etwa 50% höher als die theoretischen. Die Bruchform entspricht den Annahmen, die den Gleichungen (1) u. (2) zugrunde liegen. Dies gilt für alle Stahlsorten A—D, woraus zu schließen ist, daß Scherverbindungen nicht durch Versprödung gefährdet sind.

2. Bei der Zugfestigkeit sind 2 Gruppen deutlich zu unterscheiden:

- a) Die Versuchswerte liegen wie bei 1. höher als die theoretischen. Es handelt sich dabei ausschließlich um Werte des weichen Tiefziehstahles A. Der Bruch erfolgt grundsätzlich im Blech.
- b) Bei den härteren Stählen B, C und D liegen die Versuchswerte grundsätzlich unter den theoretischen. Der Bruch geht quer durch die Schweiße — entgegen den Annahmen der Gleichungen (3) und (4).

Einige Proben aus dem härtbaren Stahl C, der sich normalerweise nach b) verhielt, wurden durch eine geeignete Wärmebehandlung vergütet; daraufhin wechselte der Stahl nach Festigkeit und Bruchform in Gruppe a) herüber.

3. Die theoretischen Torsionsfestigkeiten werden grundsätzlich bei allen Stahlsorten von den Versuchswerten übertroffen; jedoch ist die prozentuale Überschreitung noch größer als bei der Scherfestigkeit. Eine eindeutige Gesetzmäßigkeit für die Bruchform wie bei 1. u. 2. ist nicht zu beobachten; wohl zeigt sich eine gewisse Neigung zu Materialbruch bei den dünneren Proben.

4. Wie schon aus 2. hervorgeht, ist bei dem Plastizitätsverhältnis ( $DR$ ) nur für weiche Stähle ein den theoretischen Überlegungen entsprechendes Verhalten zu erwarten. Bei Proben aus Stählen, die für ihr gutes plastisches Verhalten bekannt sind — z. B. weicher Tiefziehstahl und zweckmäßig vergüteter härtbarer Stahl —, wird durch die Versuche die Voraussage der Gl. (8), wonach das Plastizitätsverhältnis ( $DR$ ) mit  $t/r$  und dadurch auch mit  $t$  anwächst, befriedigend bestätigt. Zur Unterbauung des Schlusses werden weitere Versuche für notwendig gehalten.

#### Diskussion der Ergebnisse

Für die bei allen Stahlsorten festgestellte Überschreitung der theoretischen Scher- und Torsionsfestigkeiten lassen sich folgende Gründe anführen:

$\tau_{\max}$  ist häufig größer als  $\frac{1}{2} \sigma_B$ , wie angenommen wurde.

Die statische Festigkeit des aufgeschmolzenen Materials ist i. a. infolge Aufhärtung beim Abkühlen etwas größer als die des unbeflußten Mutterwerkstoffes.

Der Schweißpunktdurchmesser wurde aus Makroschliffen bestimmt. Wie bereits im Teil I vermutet wurde, liefert jedoch auch die nicht voll aufgeschmolzene Übergangszone einen Beitrag zur Festigkeit.

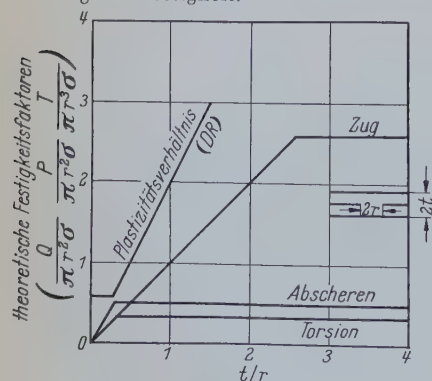


Bild 3. Theoretische Zug-, Scher- und Torsionsfestigkeit in Abhängigkeit vom Verhältnis der Blechdicke  $t$  zum Radius des Schweißpunktes  $r$

Wegen der größeren Abweichungen beim Torsionsversuch besteht der Verdacht, daß der letztere Grund sich am stärksten auswirkt, weil der Schweißpunktdurchmesser in der dritten Potenz in die Gleichungen für die Torsionsfestigkeit eingeht. Diese Frage wurde jedoch nicht weiter verfolgt.

Die bei den Stählen B, C, D im Zugversuch festzustellenden Abweichungen von den theoretischen Voraussagen sind offensichtlich darauf zurückzuführen, daß beim Zugversuch die äußere Belastung den Eigenspannungszustand der Schweißverbindung in einen 3-achsigen Zugspannungszustand überführt, der nur von weichen oder geeignet vergüteten Stählen ohne Spröbruch ertragen wird. Das Verhältnis der theoretisch ermittelten zur experimentell festgestellten Zugfestigkeit (tension ratio =  $TR$  genannt) kann daher als Maß für das Plastizierungsvermögen — oder für sein Gegenteil, die Sprödigkeit — der Punktschweißverbindung gute Dienste leisten.

Am Rande wird durch die Versuche wieder gezeigt, daß die Sprödigkeit nicht etwa eine Eigenschaft ist, die einem Werkstoff schlechthin zukommt, sondern daß sie ein von verschiedenen Umständen (z. B. Spannungszustand) abhängiges Verhalten darstellt.

Wie nach den bisherigen Erkenntnissen zu erwarten ist, besteht eine klare gesetzmäßige Beziehung zwischen  $DR$  und  $TR$ . Dies bestätigt Bild 4. Die  $TR$  hat gegenüber  $DR$  den Vorteil, daß sie durch einen Versuch ermittelt werden kann, während für  $DR$  zwei Versuche erforderlich sind.

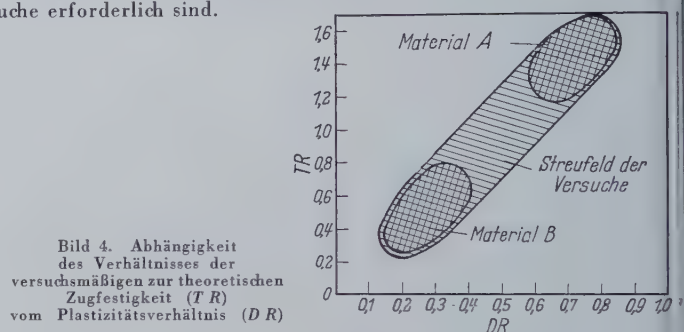


Bild 4. Abhängigkeit des Verhältnisses der versuchsmäßigen zur theoretischen Zugfestigkeit ( $TR$ ) vom Plastizitätsverhältnis ( $DR$ )

Andere in den Versuchen ermittelte Werte haben, wie durch verschiedene Diagramme gezeigt wird, nicht einen solch zuverlässigen Aussagewert über die Sprödigkeit der Punktschweißverbindung wie die  $DR$  und die in dieser Veröffentlichung zum ersten Male vorgeschlagene  $TR$ .

In vielen Untersuchungen auf anderen Gebieten konnte immer wieder eine gewisse Parallelität im Verhalten eines Stahles bei 3-achsiger statischer Zugbeanspruchung einerseits und bei Dauer- oder Schlagbeanspruchung andererseits festgestellt werden. Die durch den Zugversuch ermittelte  $TR$  kann daher wahrscheinlich Anhaltspunkte geben für die Beurteilung des voraussichtlichen Verhaltens einer Punktschweißverbindung bei schlagartiger oder wechselnder Scher- oder Torsionsbeanspruchung.

Dipl.-Ing. H. M a t h a r

#### Ein Elektrolichtbogen-Gerät zum Drahtspritzen auf Stahl

Nach der Entwicklung elektrisch beheizter Spritzpistolen, bei denen Drähte im Lichtbogen aufgeschmolzen werden, findet diese Arbeitsweise zum Auftragen metallischer Oberflächenschichten mit bestimmten Eigenschaften (hohe Härte, Verschleißfestigkeit, elektrische Leitfähigkeit, Korrosionsbeständigkeit) oder zum Ausbessern von Oberflächenfehlern mehr und mehr Anwendung. So lassen sich z. B. verschleißfeste oder korrosionsbeständige Stähle zur Erzielung der gewünschten Effekte aufspritzen, jedoch auch Drähte aus Nichteisenmetallen. Die Anlage besteht aus dem eigentlichen Lichtbogen-Spritzapparat (Bild 1) und aus dem Schalt- und Steuergerät. Zwei elektrisch gegeneinander isolierte Gehäusehälften tragen die gegen Staub und Feuchtigkeit abgekapselten Vorschubeinrichtungen für je einen Draht. Diese Vorschubeinrichtungen und das Gehäuse jeder Hälfte liegen auf gleichem Spannungspotential. Eine elektrische Beanspruchung oder Kurzschluß kann somit nicht stattfinden. Beide Vorschubelemente werden durch eine gemeinsame Biegewelle angetrieben, während ein besonderes Kontaktsystem einen einwandfreien Stromübergang auf die Spritzdrähte sichert.

Zum Verspritzen verwendet man stets Draht von 2 mm Durchmesser, der aus gewöhnlichem Stahl, Sonderstahl, Kupfer, Zink, Aluminium oder Blei sein kann, je nach den Verhältnissen. Die beiden Spritzdrähte sind über Kontaktgeber mit der Stromquelle verbunden, während das Vorschubgetriebe die Drähte durch das Spritzgerät zum Kurzschlußpunkt schiebt. In dem so entstandenen Lichtbogen schmelzen die Drahtenden ab. Gleichzeitig schleudert ein starker Preßluftstrom die abtropfenden Metallteilchen auf das zu behandelnde Werkstück ab. In dem Maße, wie die Drähte im Lichtbogen abschmelzen, werden sie selbsttätig nachgeschoben. Diese Vor-



Hubgeschwindigkeit läßt sich innerhalb weiter Grenzen stufenlos verändern und den Bedürfnissen entsprechend einstellen. Für die Betriebnahme des Gerätes genügen folgende Handgriffe: Einstellung der Grobregelung für das zu verarbeitende Metall, Einstellung der erforderlichen Stromstärke, Öffnen der Preßluftleitung, Betätigung zweier Druckknöpfe zum Schließen des Lichtbogenkreises und zum Einschalten des Vorschubgetriebes. Die Spritzleistungen für 2 mm-Drähte erreichen bei gewöhnlichem Stahl und auch bei rostfreiem Stahl 20 kg/h, bei Kupfer und Bronze 17 kg/h, bei Aluminium 10 kg/h, bei Zink 30 kg/h, bei Blei 40 kg/h.

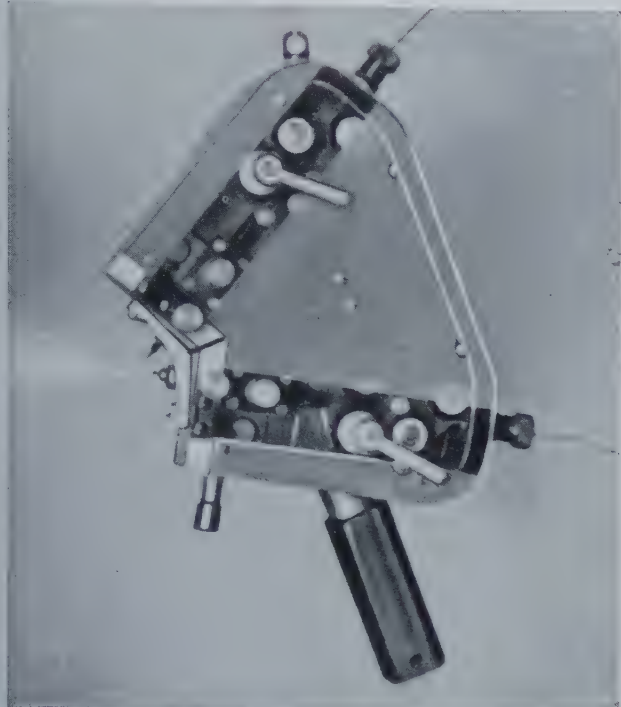


Bild 1. Elektrolichtbogen-Drahtspritzapparat der Metagon-GmbH, Hamburg

Der elektrische Bogen ist von hoher Schmelzkraft und gestattet einen schnellen Nachschub der abzuschmelzenden Drähte. Diese hohe Schmelzkraft sichert eine große Leistung und bewirkt, daß die aufgespritzten Metallpartikel in dünnflüssigem Zustande aufprallen. Dies wiederum begünstigt eine gute Haftfestigkeit der aufgespritzten Schicht, ein dichtes Spritzgefüge und einen geringen Gehalt an Oxydeinschlüssen.

Für die Vorbereitung der zu behandelnden Stahloberflächen genügt ein einfaches Aufräumen. Die Wirtschaftlichkeit ergibt sich allein dadurch, daß durch das direkte Schmelzen im Lichtbogen ein thermischer Wirkungsgrad von über 60 % erzielt wird. Dies und die hohen Spritzleistungen ergeben niedrige Betriebskosten. So erfordert die Verarbeitung von 1 kg Spritzdraht (2 mm Durchmesser) bei gewöhnlichem Stahl und bei rostfreiem Stahl 3,3 Minuten. Dieser Wert ist als außergewöhnlich günstig zu bezeichnen.

Dazu muß die Beschaffenheit der aufgespritzten Schicht noch besonders herausgestellt werden. Infolge des hohen Flüssigkeitsgrades und der starken Aufpralldrücke der auf das Stahlstück aufprallenden Metallpartikel weisen die Spritzschichten ein dichtes, porenarmes Gefüge auf. Da Sauerstoff in ungebundener Form beim Spritzen nicht auftritt, zeigen sich Oxydeinschlüsse in nur beschränktem Maße. Legt man Wert auf vollkommene Oxydfreiheit des Spritzgefüges, so verwendet man Schutzgase an Stelle der Preßluft. Die gute Haftfestigkeit der Spritzschichten ergibt sich dadurch, daß die Metallschichten infolge ihres dünnflüssigen Zustandes, in dem sie aufprallen, sich gut auf der Stahloberfläche und auch untereinander verklammern und verschweißen. Metallverluste sind außerordentlich gering.

Dr. H. K.

## Vorgespannte Windstreben in einem 21stöckigen Hotel<sup>1)</sup>

Die Aufnahme der Windkräfte in einem hohen, schmalen Gebäude ist immer zu besonderen Überlegungen Anlaß gegeben. Die Konstrukteure des Queen-Elizabeth-Hotels in Montreal — das Hotel ist ein 21stöckiges Gebäude über einem Bahnhof, mit einem zweistöckigen Atrium, unter dem Hauptstockwerk befinden sich die Gleise, darunter die Station (Bild 1) — sahen sich mit Rücksicht auf die

Wünsche der Architekten vor die Aufgabe gestellt, ein von der üblichen Form abweichendes System zu verwenden, das es gestattet, möglichst dünne Trennwände anzuordnen, die bei Beanspruchung der in ihnen enthaltenen Windverstreben keinen Schaden nehmen dürfen.

Die herkömmlichen Methoden, die Windkräfte aufzunehmen (z. B. durch Stockwerkrahmen, die infolge biegesteifer Verbindung der Deckenträger mit den Stützen entstehen oder durch Windscheiben aus bewehrtem Beton), erwiesen sich im vorliegenden Falle als nicht anwendbar. Man entschied sich daher für gekreuzte Diagonalen aus



Bild 1. Aufnahme des Queen-Elizabeth-Hotels in Montreal

Flachstahl mit 6—8 in. (15—20 cm) Breite und  $\frac{3}{4}$ — $\frac{7}{8}$  in. (19 bis 22 mm) Dicke, die nach der Montage vorgespannt wurden. Die Trennwand setzt sich nun zusammen aus zweimal 2 in. (5 cm) Putz und 2—3 in. (5—7,6 cm) Zwischenraum für die Windstreben je nach Dicke des Flachstahles. Die Gesamtdicke beträgt also 6—7 in. (15—18 cm). Betonscheiben wurden nur in den äußeren Wänden und in einigen Fällen rund um den Aufzugsschacht in den unteren Stockwerken verwandt.

Die Vorspannmethode der Windstreben besteht in dem Erhitzen der Stäbe, bis die erforderliche Verlängerung erreicht ist und dem anschließenden Festklemmen. Nach dem Abkühlen erhält man so eine Vorspannung, die proportional der gemessenen Verlängerung ist.

Eine typische Strebenanordnung sieht man in Bild 2. Zur Montagevorbereitung wurden in der Werkstatt die Knotenbleche mit zwei U-

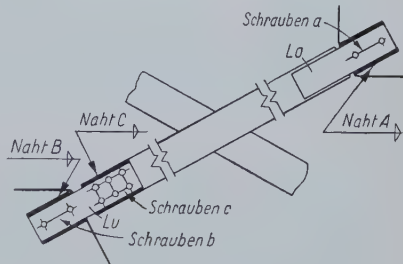


Bild 2. Befestigung der Streben

Trägern, die später als Deckenträger zwischen den Stützen liegen, fest vernietet, die oberen Laschen ( $Lo$ ) an die Streben geschweißt und die unteren ( $Lu$ ) an die Streben geschraubt. Auf der Baustelle wurden die Stäbe zunächst an Kopf und Fuß jeweils durch Schrauben von  $\frac{7}{8}$  in. (22 mm) Durchmesser ( $a$ ,  $b$  in Bild 2) mit dem Knotenblech lose verbunden. Nachdem nun die Stützen ins Lot gebracht waren, wurden die Knotenbleche an absteigende Winkel der Stützen angeschweißt und die Schrauben  $a$  angezogen. Die unteren Laschen wurden sodann, soweit es die Schrauben  $c$  erlaubten, die einen Durchmesser von  $\frac{3}{4}$  in. (19 mm) hatten und in Löchern von  $\frac{15}{16}$  in. (24 mm) steckten, heruntergestoßen. Die Schrauben  $b$  gestatteten diese Bewegung der Laschen ebenfalls, da die Löcher in dem Knotenblech  $\frac{13}{16}$  in. (30 mm) Durchmesser hatten, während der Durchmesser der Löcher in den Laschen nur  $\frac{15}{16}$  in. (24 mm) betrug. Die Schrauben  $b$  und  $c$  wurden sodann angezogen und die Laschen mit den oberen und unteren Knotenblechen verschweißt (Schweiß-

<sup>1)</sup> Nach Civil Engineering, August 1957, Seite 42/46.



naht A und Schweißnaht B). Diese Art der Montage ergibt eine Versetzung der Löcher der unteren Lasche und der Windstrebe von etwa  $\frac{3}{8}$  in. (10 mm). Um zunächst eine geringe Vorspannung in den Streben zu erhalten, wurden diese Löcher nach dem Entfernen der Schrauben mit Dornen von  $\frac{15}{16}$  in. (24 mm) Durchmesser ausgedornt und mit Paßschrauben verschraubt. Dadurch war bereits während der Montage ein wirksamer Verband vorhanden.

Nachdem nun der Beton für die Decken eingebracht und die zehnte Stockwerkdecke vergossen war, begann man in den untersten Stockwerken mit dem endgültigen Vorspannen der Streben. Die Vorspannung wurde jeweils in einem Feld an den zwei Streben gleichzeitig eingeleitet. Als erstes wurden die Schrauben c (Bild 2) an den unteren Enden des Windstrebenpaares gelöst und eine Meßuhr zwischen Knotenblech und Windstrebe angebracht. Anschließend wurden die Brenner an den oberen Hälften der Streben angesetzt und die Stäbe erhitzt, bis die gewünschte Verlängerung erreicht war. Die Verschraubung mit hochfesten Schrauben verhinderte sodann die Verkürzung infolge der Abkühlung, wodurch die Vorspannung eingeleitet wurde. Zunächst wurden dann die Stäbe an den Laschen an einigen Punkten geheftet, um ein evtl. Gleiten infolge der Schweißhitze zwischen den Laschen zu verhindern, und nachdem die Schweißnaht C, die auf die volle Kraft bemessen ist, gelegt war, wurden alle Schrauben wieder herausgenommen.

Die Ausdehnung der Stäbe wurde an den Meßuhren beobachtet. Man erhitzte zunächst über das rechnerisch zur Vorspannung erforderliche Maß hinaus, damit noch Zeit blieb für evtl. notwendiges Aufreiben der Löcher und zum Anbringen der hochfesten Schrauben. Nachdem sich nun die Stäbe bis auf die erforderliche Verlängerung abgekühlt hatten, wurden die Schrauben mit Preßluft angezogen und dann mit Drehmomentenschlüsseln kontrolliert. Die Schweißnaht wurde gewöhnlich ein oder zwei Tage später gelegt, um ein vollständiges Abkühlen zu gewährleisten und eine Spannungsmessung mit dem Whittemore-Spannungsmesser zu gestatten, bevor die endgültige Verbindung hergestellt war.

Die zwei Streben mußten jeweils gleichzeitig erwärmt werden. Zur Erhitzung wurde ein Gemisch von Propagas und Druckluft verwandt. Der Brenner selbst hat zwei einander gegenüberstehende Reihen von Düsen. Er ist mit einem Stahlzylinder von 4 ft. (120 cm) Länge umgeben, der so geschlitzt ist, daß er auf die Streben aufgesetzt werden kann. Somit wird gleichzeitig erreicht, daß die Düsen vor dem Wind geschützt sind und die erhitzte Zone vor zu schneller Abkühlung bewahrt bleibt (Bild 3).



Bild 3. Aufnahme der gekreuzten Streben mit angebrachten Brennern

Die Vorspannung in jeder Windstrebe betrug 16 000 psi (1120 kg/cm<sup>2</sup>). Dieser Wert setzt sich zusammen aus: 10 000 psi (700 kg/cm<sup>2</sup>) zur Windaufnahme, 4000 psi (280 kg/cm<sup>2</sup>) zur Berücksichtigung der Stützenverkürzung infolge Eigengewicht des Gebäudes und 2000 psi (140 kg/cm<sup>2</sup>) Restspannung unter maximaler Windlast.

Durch das Vorspannen der Streben verkürzen sich die benachbarten Stützen sowie die Deckenträger zwischen den Stützen oberhalb und unterhalb des betrachteten Feldes. Da umgekehrt eine Stützenverkürzung ein Nachlassen der Vorspannung zur Folge hat und zur Zeit des Vorspannens das Eigengewicht des Gebäudes noch nicht voll wirksam war, mußte für das noch zu erwartende Eigengewicht ein Zuschlag gemacht werden. Um die Verkürzung der Träger zwischen den Stützen gering zu halten, war es erforderlich, daß auch die Decke oberhalb des zu spannenden Feldes bereits betoniert war und so zur Aufnahme der Druckkraft mit herangezogen werden konnte.

Zunächst glaubte man, daß die Verkürzung der Stützen und Träger aus der Vorspannung der Windstreben selbst vernachlässigbar seien. Es ergab sich jedoch in der Praxis, daß ungefähr ein Spannungsabfall von 10% auftrat. Ein Zuschlag zu der rechnerisch erforderlichen Verlängerung entsprechend diesem Wert erwies sich als ausreichend. Damit sollte auch gleichzeitig die Verlängerung in den Knotenblechen und den Laschen mit berücksichtigt werden.

Mit dem Fortschreiten des Betonierens der Decken ergab sich also ein ständiges Abfallen der Spannung in den Streben. Zw. Versuchsfelder im fünften Stockwerk wurden täglich kontrolliert und die Ergebnisse in jeder Strebe aufgezeichnet. Der Kurvenzug zeigt einen Abfall der Spannung infolge Stützenverkürzung von maximal etwa 2000 psi (140 kg/cm<sup>2</sup>). Zu diesem Zeitpunkt waren schon alle Betondecken, die Träger- und die Stützenverkleidung von außen und die Außenwände in 15 der 21 Stockwerke bereits ausgemauert. Die restlichen sechs Stockwerke der Außenwände, die inneren Trennwände und die Stockwerksfassade mußten noch errichtet werden. Man erwartet, daß der geschätzte Spannungsabfall von 4000 psi (280 kg/cm<sup>2</sup>) nach Fertigstellung des Gebäudes erreicht wird (in diesem Jahr). Dann wird die Spannung in den beiden Windstreben in einem Feld ohne Windlast 12 000 psi (840 kg/cm<sup>2</sup>) betragen. Unter maximaler Windlast werden beide Streben noch Zugbeanspruchung haben, und zwar die eine etwa 22 000 psi (1560 kg/cm<sup>2</sup>) und die andere 2000 psi (140 kg/cm<sup>2</sup>).

Bei der Verwendung der hochfesten Schrauben hatte man erwartet, daß die Fähigkeit, die Spannung in dem Stab zu halten, nachließ, wenn die Schraube einige Male gebraucht worden war. Man beschloß daher, nach zweimaliger Verwendung neue Schrauben zu nehmen und jeweils ein konstantes Drehmoment einzuleiten. Dadurch trat der vorher beobachtete zusätzliche Spannungsabfall nicht mehr auf.

Der Stahlskelettbau wurde errichtet von der Dominion Bridge Company Ltd., Lachine, Quebec, Canada. G. Lacher

### Korrosionsschutz landfester Bauten durch Monel-Plattierungen<sup>1)</sup>

Die Verlegung von Ölbohrungen in das Flachwasser vor den Küsten führte unmittelbar zu dem Problem der Seewasser-Korrosion an Stahlgerüsten und anderen Bauteilen der Anlagen. Eine Untersuchung der Angriffe in verschiedenen Höhen zeigte, daß die Korrosion in der Spritzzone am stärksten auftritt, d. h. in der Zone unmittelbar über dem mittleren Hochwasserstand, die durch die Flutwellen und Spritzer befeuchtet wird.

In den vergangenen Jahren haben sich Monel-Plattierungen als besonders wirksamer Schutz für Stahlteile und andere Bauteile in der kritischen Zone erwiesen. Neben der notwendigen Korrosionsbeständigkeit besitzt dieser Werkstoff genügend Zähigkeit, Festigkeit und andere mechanische Eigenschaften, so daß er der Stoß- und Verschleißbeanspruchung standhalten kann, die durch Seeschiffe, Leichter, Ankertrossen u. a. ausgeübt wird. Die Arbeit von Morton gibt einen Überblick über die zufriedenstellenden Erfahrungen, die man mit Monel-Plattierungen an fünf typischen Bauteilen seit 1941 gemacht hat. Die Berichte zeigen, daß ein derartiger Schutz voll ausreicht; es wird bemerkt, daß wegen der bisher erzielten guten Ergebnisse bei den Ölgesellschaften die Neigung besteht, das Plattieren allgemein als Sicherheitsmaßnahme vor der Erstellung neuer Bohrgerüste im Wasser anzuwenden. An älteren Einrichtungen hatten die Plattierungsbleche in der Spritzzone eine Dicke von 1,5 mm, aber es hat sich gezeigt, daß dort, wo keine besondere Widerstandsfähigkeit gegen mechanische Beanspruchungen erforderlich ist, leichtere Bleche (1,25 mm) ausreichen. Aus Gründen der Wirtschaftlichkeit wurden auch einige Untersuchungen an noch dünneren Blechen angestellt.

Schweißen ist nach wie vor die bevorzugte Art, die Schutzschichten auf rohrförmige Stahlkörper aufzubringen, aber es sind auch schon andere Verfahren untersucht worden. Der Verfasser gibt einige Empfehlungen, welche Verfahren angewendet werden können. Die Arbeit enthält zahlreiche Lichtbilder von typischen Bauteilen.

Ing. H. Anders

<sup>1)</sup> Nach Morton, B. B.: „Splash Zone Protection for Offshore Structures“, Nachdruck aus World Oil, Jan. 1957; 4 Seiten, Herausgeg. von der International Nickel Co., Inc.

### Tagung: Fortschritt im Stahlbrückenbau

Am 7. Februar 1958 fand im Haus der Technik in Essen eine Tagung „Fortschritt im Stahlbrückenbau“ statt. Die Vertreter führender Stahlbaufirmen sprachen über die interessantesten von ihnen ausgeführten Projekte.

Die Tagung wurde geleitet von Oberbaudirektor Schübler in Köln, der nach Worten der Begrüßung durch Prof. Krekeler mit einem Abriss der Entwicklung des Stahlbrückenbaues nach 1945 die Tagung eröffnete. Einführung der orthotropen Platte mit Anwendung der Kontinuumsstatik, Vervollkommen der Schweißtechnik, höhere zulässige Spannungen, Verbesserung der Vorschriften mit Klassifizierung der Baustähle sowie die Verwendung von hochfesten Schrauben sind die wichtigsten Merkmale dieser Entwicklung. Er stellte die besondere Verantwortung des Statikers heraus, an dem immer höhere Anforderungen gestellt werden und erwähnte auch das Wagnis, das die öffentlichen Körperschaften mit der Billigung neuer Methoden bei den in Auftrag gegebenen Bauten eingehen.



In seinem einleitenden Vortrag mit besonderer Berücksichtigung der Schweiß- und Klebtechnik wies Prof. Dörnen vor allem auf die Tendenz zur räumlichen Ausbildung der Tragwerke hin. Zur theoretischen Erfassung schlug er vor, die Möglichkeiten der elektronischen Rechenautomaten auszunutzen, indem Grundprogramme aufgestellt werden, die nur nach dem vorliegenden Einzelfall abzuwandeln sind. Besonders empfahl er noch die Anwendung von Hohlstiften, Winkel, die an den Schenkeln mit dem Blech verschweißt sind, die sowohl in konstruktiver wie auch in ästhetischer Hinsicht befriedigen. Auch bei der orthotropen Platte ist als Rippe der hohlangelegte Winkel mit angeschweißtem Rundstahl zur Vergrößerung der Tragheitsmomente besonders vorteilhaft, da er torsionssteif und darüber hinaus im Gegensatz zu halbkreis- oder trapezförmigen Rippen flächeneffizient ist, d. h. seine Gestalt bei Belastung nicht verliert. Bei der Behandlung der HV-Verbindung erwähnte er ein von der Fa. Dörnen zum Patent angemeldetes Verfahren, bei dem der Verbund zwischen Betonplatte und Stahlträger durch hochfeste Schrauben hergestellt wird. Die Schrauben sitzen in Langlöchern, so daß jederzeit nach dem Lösen eine Vorspannung in die Konstruktion eingebracht und dadurch auch der Einfluß von Kriechen und Schwinden nachträglich beseitigt werden kann. Aus dem Gebiet der Klebtechnik teilte Prof. Dörnen Einzelheiten über die erste geklebte Fußgängerbrücke über den Lippe-Seitenkanal der chemischen Werke Hüls<sup>1)</sup> mit. In den zwei Jahren seit Bestehen der Brücke wurden keine zusätzlichen Durchbiegungen festgestellt.

Dr. Fuchs von der Dortmunder Union Brückenbau AG berichtete über den Fußgängersteg auf der Brüsseler Weltausstellung 1958. Dieser Steg ist eine Seitenträgerbrücke mit einem unsymmetrisch angeordneten Pylon mit abgerundetem trapezförmigem Querschnitt, in den der Balken über Seile gespannt ist<sup>2)</sup>. Zuvor wurde die Entwicklung zu den Einträgerbrücken kurz aufgezeigt.

Von der Gutehoffnungshütte Sterkrade sprach Dr. Fischer über die Severin-Brücke in Köln — Entwurf Kontrapunkt —. Er zeigte die Grundzüge des statischen Verhaltens an Hand von Einflußlinien. Bei antisymmetrischer Belastung werden die Durchbiegungsordinaten durch die steife Verbindung an der Spitze des Dreieckspylons auf das 0,6fache des Ausgangswertes gemindert. Der M-Verlauf wird durch Vorspannung und Widerlagerbewegung reguliert. In der Mitte der orthotropen Fahrbahnplatte befindet sich eine lastverteilende Mittellängsrippe in der Größe der Querträger, die die benachbarten Längsrippen entlastet; jedoch ist der Vorteil für die Querträger nicht sehr groß.

Die Nachmittagsvorträge leitete Dipl.-Ing. Zens, Stahlbau Humboldt, mit einem Vortrag über „Verbundbrücken Patent Bühner“ an. Hierbei handelt es sich um eine Verbundkonstruktion ohne Stahlträgerobergurt und ohne Dübel. Das verlängerte Stegblech des Stahlträgers bindet in die Betonplatte ein. Durch Haftung zwischen Beton und Stahl wird die Verbundwirkung erzeugt, die durch Quervorspannung noch verbessert werden kann. Versuche ergaben, daß bei B 450 ein Reibungsbeiwert von  $\mu = 0,7$  zulässig ist, was bei 1,5facher Sicherheit ein  $\tau_{zul}$  von 30 kg/cm<sup>2</sup> rechtfertigt. Für die Schubkraftübertragung liefert in diesem Falle die Quervorspannung nur einen geringen Beitrag, da die Haftung zwischen Beton und Stegblech den größten Anteil ausmacht. Aus  $\tau_{zul}$  und der zu übertragenden Schubkraft wird die Einbindetiefe des Stegbleches berechnet. Sie beträgt bei den ausgeführten Brücken Brachelen und Malefinbach 22 cm (Spannweite 15 u. 19 m, Spann Stahl St 80/105  $\phi$  26 alle 14—30 cm). Die Wirtschaftlichkeit des Verfahrens liegt im Fortfall der Schubdübel. Die Materialeinsparung durch fehlende Obergurte wird gegen das verlängerte Stegblech in etwa aufgewogen. Das Einbinden der Quervorspannstähle in die Aussparungen des verlängerten Stegbleches soll keine Schwierigkeiten bereiten.

Sodann berichtete Dipl.-Ing. H. Schumann, Fa. Klönne, über den Bau der Hängebrücke Köln-Rodenkirchen, deren Fahrbahnplatte im elastischen Verbund hergestellt ist und dadurch eine über die gesamte Brücke fugenlose Fahrbahn ermöglicht<sup>3)</sup>.

Dr. H. Sonntag, Fa. Krupp, erläuterte die Wirkungsweise der Wellstahlplatte (Brücke Seppenrade), die besondere Konstruktion der Vinke-Kanal-Brücke (Kastenträger, bei dem die Querträger im Innern des Kastens pendelartig gelagert sind, um die Mitwirkung der Betonplatte als Hauptträgerobergurt auszuschalten), sowie die Fahrbahn der Hohenzollernbrücke Köln (unmittelbare Auflagerung der Schienen auf dem Flachblech, das als Zugband mitwirkt) und schließlich die Konstruktion der Autobahnbrücke Wuppertal (trapezförmiger Kastenträger in Verbund mit quer- und längsvorgespannter Betonfahrbahnplatte).

Dipl.-Ing. Lindenberger (MAN) sprach über Beulversuche an zylindrischen Rohren, die von der MAN zur Ermittlung von Bemessungsgrundlagen für die Tjörnbrücke in Schweden durchgeführt wurden (Rohr-Bogenbrücke in Arbeitsgemeinschaft mit Demag, Spannweite 280 m, Pfeilhöhe 40 m; Rohrdurchmesser 3,80 m, Wand-

dicke 12 mm). Maßgebend für die Ermittlung der Beullast ist die Abweichung der Rohre von der idealen geometrischen Form, da bereits geringe „Vorbeulen“ die Beullast sehr schnell absinken lassen.

Bemerkenswert ist, daß im Versuch die Beullast für ein gemessenes Verhältnis von Vorbeulenamplitude zu Wanddicke von  $\frac{a}{t} = 1,5$  derjenigen nach Thielemann-Dreyer<sup>4)</sup> für  $\frac{a}{t} = 0,2$  entsprach. Da für die praktische Bemessung nach Versuchsergebnissen eine gewisse Sicherheit erforderlich ist, schlug der Redner vor, diese 1,7 und 1,5 zu wählen, sofern die für die Sicherheitsbetrachtung zugrunde gelegte Beullast im Versuch mit 90 % Wahrscheinlichkeit erreicht wird.

Den Abschluß bildete ein Referat von Dipl.-Ing. Krämer, Fa. Hein, Lehmann u. Co., über die Moselbrücke bei Eller<sup>5)</sup>, sowie über die Nordbrücke Düsseldorf<sup>6)</sup>.

Der Tagungsteilnehmer konnte sich des Eindrucks nicht erwehren, daß bei gleicher Bedeutung die Vortragsveranstaltung wesentlich hätte verkürzt werden können, wenn auf die Wiedergabe bereits aus Veröffentlichungen bekannter Einzelheiten verzichtet worden wäre.

G. Lacher u. G. Wagner

<sup>4)</sup> Vgl. auch Ebel, H.: Das Beulen eines Kreiszyinders unter axialem Druck nach der nicht linearen Stabilitätstheorie. Stahlbau 27 (1958), H. 2, S. 45/53.

<sup>5)</sup> Gollum, H. und Geile, G.: Die Wiederherstellung der zweigleisigen Eisenbahnbrücke über die Mosel bei Eller. Stahlbau 26 (1957), H. 3, S. 71/79.

<sup>6)</sup> Beyer, E. und Tussing, F.: Nordbrücke Düsseldorf. Projektbearbeitung und Wettbewerb. Stahlbau 24 (1955), H. 2, 3, 4, S. 25/33, 63/67, 79/88.

Beyer, E.: Nordbrücke Düsseldorf. I. Teil: Gesamtanlage und Montage der neuen Rheinbrücke. Stahlbau 27 (1958), S. 1/6.

## Hochschulsachricht

Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. K. Klöppel wurde vom Bundespräsidenten Professor Theodor Heuß zum Mitglied des Wissenschaftsrates berufen.

## Bücherschau

Hoeland, G.: Stützmomenten-Einflußfelder durchlaufender Platten. 94 S., 8 Bilder, 75 ganzseitige Tafeln. Berlin 1957, Springer-Verlag, DM 37,50.

Im Anschluß an die 1938 erschienenen „Momententafeln und Einflußflächen für kreuzweise bewehrte Eisenbetonplatten“ von Ernst Bittner und die 1951 erschienenen „Einflußfelder elastischer Platten“ von Adolf Pucher legt nun Günter Hoeland ein Werk vor, das zur Berechnung durchlaufender Platten für beliebige Belastungen geeignet ist.

Zur Ermittlung der Einflußflächen wird eine Methode verwandt, die Pucher schon für seine Tafeln benutzt hat<sup>1)</sup>. Diese sogenannte Singularitätenmethode spaltet die Funktion für die Einflußfläche auf in einen singulären Anteil für die unendlich ausgedehnte Platte und einen homogenen Teil, der die Randbedingungen wieder in Ordnung bringt. Der erste Anteil läßt sich durch logarithmische Funktionen exakt, der zweite Anteil durch sehr gut konvergierende Reihenansätze beliebig genau darstellen. Will man die Einflußfunktion im ganzen durch einen Reihenansatz erfassen, wie es Bittner gemacht hat, so erhält man wegen der Unstetigkeit im Aufpunkt in dessen Umgebung nur sehr langsam konvergierende Werte. Das ist um so unangenehmer als auch meistens die Einflußordinaten am Aufpunkt ihre größten Werte erreichen.

Da das Tafelwerk als Handwerkszeug für den Statiker in der Praxis dienen soll, ist auf die Darstellung der Theorie verzichtet. Den Tafeln sind lediglich einige Hinweise und Erläuterungen zum Gebrauch vorausgeschickt. Die Tafeln selbst sind wie bei Pucher als Schichtlinienbilder mit den 8- $\pi$ -fachen Ordinaten dargestellt. Dadurch wird das lästige Interpolieren umgangen und ein übertriebener Genauigkeitseindruck, wie ihn die viertstelligen Zahlen tafeln von Bittner hervorrufen, vermieden.

Neben einigen Lagerungsfällen der Einfeldplatte, die im Pucherschen Werk fehlen, vor allem solche mit ein oder zwei eingespannten Rändern, nimmt die praktisch wichtige Zweifeldplatte den Hauptraum ein. Hiervon sind fast alle Lagerungsfälle behandelt. Für jeden Fall ist die Integration der Einflußfläche durchgeführt und das Ergebnis angegeben, so daß die Stützmomente für gleichmäßig verteilte Flächenlast durch eine Rechenschieberstellung zu finden sind. Ein übersichtliches Inhaltsverzeichnis und deutliche Kennzeichnung der Lagerungsfälle erleichtern das Nachschlagen. Für den Plattenstatiker ist dieses Buch ein Zeit und Arbeit sparender Helfer.

R. Schar dt

<sup>1)</sup> Vgl. auch Pucher, A.: „Über die Singularitätenmethode an elastischen Platten.“ Ing. Arch. Bd. 12 (1941) S. 76.

Schnadt, H. M.: Neue Prüfmethode von Stählen und Schweißwerkstoffen für große Schweißkonstruktionen. Erster Teil: Theoretische Grundlagen. 87 Seiten mit 32 Bildern, Selbstverlag, Zug/Schweiz/Hofstraße 36, 1957.

Der Verfasser, dessen ingenieure Variante des Kerbschlagbiegeversuches in Fachkreisen bekannt ist, macht es sich zur Aufgabe, unter Einsatz besonderer fachkundlicher und wirtschaftlicher Er-

<sup>1)</sup> Dörnen, A. und Trittl er, G.: Neue Wege der Verbindungstechnik m. Stahlbau. Stahlbau 25 (1956), H. 8, S. 181/84.

<sup>2)</sup> Ein Aufsatz hierüber erscheint im nächsten Heft dieser Zeitschrift.

<sup>3)</sup> Homberg, H.: Die neue Autobahnbrücke über den Rhein in Rodenkirchen bei Köln. Stahlbau 24 (1955), H. 7, 8, S. 153/157, 177/186.



fahrungen die Rückständigkeit in der Theorie des Spröbruchproblems bei Stahl, insbesondere bei geschweißten Konstruktionen, auszugleichen. Fast immer eilt die praktisch-technische Entwicklung der theoretischen voraus, weil letztere mit zunehmendem Fortschritt meist zu kompliziert wird, um sich zu lohnen. Wenn aber hier der Leser erfährt — was dem Publikum bisher vorenthalten blieb — wie die Katastrophen bei den geschweißten Großkonstruktionen zugenommen haben und z. T. im fotografischen Lichtbild sieht, wie große Transportschiffe, wie auch Brücken, in zwei Teile zerbarsten und im Wasser versunken sind, wobei, wie berichtet, auch der Verlust zahlreicher Menschenleben zu beklagen war, dann ist eine weitere Vernachlässigung der Theorie unverantwortlich. Nach Ansicht des Verfassers muß geschweißt werden, weil Nietkonstruktionen nicht mehr zeitgemäß sind. Der gebotene Fortschritt beruht auf einer werkstoffmechanischen Grundlage, indem der durch die Statik gegebenen Spannungsmechanik eine Widerstandsmechanik des Stoffes an Stelle der bisher in Rechnung gezogenen einfachen werkstofflichen Prüfkosten zugeordnet wird.

Das Endergebnis ist das „Grunddiagramm eines Metalles“, in welchem die Widerstände beim endgültigen Bruch und beim ersten Fließen in Abhängigkeit vom mehrdimensionalen Spannungszustand aufgetragen sind. Da, wo die Linie des Bruchwiderstandes die Linie des Fließbeginns schneidet, wird derjenige kritische Spannungszustand festgelegt, welcher das Sprögebiet abgrenzt. Die Maßzahl für den dreidimensionalen Spannungszustand, hier als „Plastifizierungsvermögen“ bezeichnet, wird in Anlehnung an die Gestaltänderungsenergiehypothese als Verhältniszahl der eindimensionalen Vergleichsspannung zur 1. Hauptspannung formuliert und kommt auch durch die Verhältnisse der 2. und 3. Hauptspannung zur 1. Hauptspannung zum Ausdruck. Bevor es zur Erklärung der Widerstände kommt, erfährt der Leser eine lebhaftige Umprägung von Begriffen, deren lateinische Bezeichnungen zugleich der internationalen Begrifflichkeit dienen mögen. Der Verfasser sagt hierzu, daß die alten Begriffe zu häufigen Irrtümern führen. Vom Standpunkt abstrakten und analytischen Denkens muß dem beigeplichtet werden. So bildet eine „plastonische Kurve“, die mit Hilfe einer besonderen Apparatur im engsten Querschnitt eines zylindrischen Stabes aufgenommen und in eine empirisch-mathematische Form mittels der notwendigen Stoff- und Formkoeffizienten einschließlich der Maßzahl für den dreidimensionalen Spannungszustand gebracht wird, die Grundlage für die Ermittlung der Widerstände. In ihr wird jede Spannung als verallgemeinerte Vergleichsspannung gewertet, womit sich das Verhalten bei jeder beliebigen mehrdimensionalen Beanspruchung voraussagen läßt. Diese Annahmen des Verfassers wie auch sonstige Annahmen und Annäherungen bleiben im Rahmen technischer und wissenschaftlicher Vernunft und sind daher gutzuheißen, falls sich das Verfahren, wie der Verfasser betont, an die Wirklichkeit eng anschließt.

Die ungleichmäßige Spannungsverteilung mit ihren im Sprögebiet nicht abbaufähigen und daher gefährlichen Spannungsspitzen wird nicht mit in die Entwicklungen einbezogen. Die Richtigkeit des Grunddiagrammes wird dadurch zunächst nicht berührt, da das Plastifizierungsvermögen sich auf die größte Normalspannung bezieht, und es gleichgültig ist, ob ein Sprözustand durch die größte Hauptspannung oder eine Spannungsspitze erzeugt wird. Es kommt aber darauf an, inwieweit bei einem Prüfkörper oder einer Schweißkonstruktion, welche zu dem Arbeitsdiagramm in Beziehung gebracht werden soll, die ungleichmäßige Spannungsverteilung in Ansatz gebracht wird. Diese Anwendungen sind im zweiten Teil der Abhandlung zu erwarten. Die gegebenen Entwicklungen beziehen sich auf konstante Temperatur und Belastungsgeschwindigkeit. Hinsichtlich des Einflusses bei Veränderungen dieser Anstrengungen auf den Eintritt des Spröbruches beschränkt sich die Abhandlung auf eine schematische Darstellung, womit diese Einflüsse wenigstens gefühlsmäßig in ihrer Richtungswirkung berücksichtigt werden können. Eine quantitative Angabe ist bestenfalls nur auf empirischer Grundlage möglich. Es sei ergänzend auf eine quantitative Plastizitätstheorie des Physikers R. Becker hingewiesen, welche von Interpretieren wie Orowan, Kochendörfer, amerikanischen Forschern, Lissner, der Technik nahegebracht wurde und zu einer „Thermodynamik des Spröbruches“ von Kuntze<sup>1)</sup> geführt hat. Mit Hilfe derselben läßt sich der Einfluß von Temperatur und Geschwindigkeit auf den Eintritt des Spröbruches quantitativ voraussagen. Auf dieses nicht zur Diskussion stehende Verfahren wird hingewiesen, weil die Bezugsgrößen des Spannungszustandes bei beiden Autoren mathematisch übereinstimmen; es ist das Plastifizierungsvermögen nach Schnadt gleich dem reziproken Wert des Spannungsgrades nach Kuntze. Dem Fachpublikum, welchem es auf die Erkenntnis des Wesens der Versprödungsvorgänge ankommt, wird es willkommen sein, daß sich hier zwei aus verschiedenen Richtungen entwickelte Verfahren — das eine statisch auf Spannungsbasis, das andere thermodynamisch

auf Verformungsbasis — in einem Punkte, welcher die kritische Grenznormalspannung für das Sprögebiet angibt, kreuzen, was durch auf einfache Weise eine gegenseitige Kontrolle möglich wird. Über die Anwendungsmöglichkeiten und die praktische Bestätigung der Theorien des Verfassers wird auf den zweiten Teil der Abhandlung verwiesen, welchem mit Interesse entgegengesehen wird.

Kuntze

Ruckes, J.: Betriebs- und Angebotskalkulation im Stahl- und Apparatebau. 180 Seiten, 117 Tabellen. Springer-Verlag, Berlin 1957. DM 27,60.

Der unbestreitbare Wert dieser Arbeit besteht vor allem in der offenen Darlegung jahrelanger Betriebserfahrungen. Mit großer Gründlichkeit werden die einzelnen Arbeitsgänge untersucht; dem Betriebsmann und Kalkulator werden wertvolle Ratschläge erteilt.

Die umfangreichen Erfahrungen des Verfassers stützen sich offensichtlich vorwiegend auf den Apparatebau und den kleineren Stahlbau, bei dem Serienfertigung möglich ist.

Für diese Arbeitsgebiete ist der angegebene Weg zur Kalkulation wohl auch üblich und empfehlenswert, daß nämlich auf Grund von Zeit-Vorgabe-Tabellen die verschiedenen Arbeitsgänge einzeln voralkuliert werden.

Der Großstahlbau mit ausgesprochener Einzelfertigung kann von diesem Verfahren für die Vorkalkulation kaum Gebrauch machen. Hier werden durchweg die Stunden pro t kalkuliert und die erwünschte Verfeinerung der Kalkulation wird sich auf eine Aufteilung nach Baugliedern, nicht nach einzelnen Bearbeitungsvorgängen beziehen.

Für die Nachkalkulation ergeben sich dagegen auch für den normalen Stahlbau wertvolle Vergleichsmöglichkeiten aus dem besprochenen Werk.

Es ist bekannt, daß die Stücklohnstafeln bei den einzelnen Werken nicht unerheblich voneinander abweichen. Schulz hat in seinem Vortrag über Arbeitsvorbereitung im Stahlbau auf der Arbeitstagung der Betriebs- und Montageingenieure des Stahlbaues 1949 in Iserlohn Stücklohnstafeln angegeben, die aus den Einzelwerten von fünf maßgeblichen Stahlbauanstalten des Ruhrgebietes ermittelte Mittelwerte wiedergeben.

Vergleicht man die von Schulz angegebenen Werte mit entsprechenden Werten von Ruckes, so zeigt sich beim Sägen, Nieten, Schweißen und Brennen gute Übereinstimmung. Die Zeiten von Ruckes für Bohrarbeiten liegen dagegen viel höher als bei Schulz, was z. T. auf den Unterschied in den untersuchten Konstruktionen zurückgeführt werden kann.

Auch bei einem Vergleich mit den von Krämer im 2. Band des Stahlbauhandbuches angegebenen Werten ergeben sich ähnliche Übereinstimmungen und Abweichungen.

Bei allen Vorbehalten gegenüber dem von Ruckes veröffentlichten Zahlenmaterial wird aber jeder Fachmann dankbar und mit Gewinn die Ergebnisse jahrzehntelanger Erfahrungen sich dienen lassen und auch manchen wertvollen Wink für die praktische Ausführung mit Vorteil entgegennehmen.

Leider wird die Lektüre des Buches durch eine große Zahl von sprachlichen Unebenheiten und von vermeidbaren Fremdwörtern (komplett, divers u. ä.) beeinträchtigt.

O. Erdmann

### Berichtigung zum Aufsatz Klement, R.:

Nickuntersuchung von Rahmentragwerken nach DIN 4114 Ri 10.2. Stahlbau 26 (1957) H. 12 S. 375/80.

Die Formeln (19), (21), (21 a) und (21 b) müssen richtig lauten:

$$\nu''_{ik} = C''_{Kr} \cdot \nu_{ik} = \frac{1}{h_r \cdot \sum_{(r)} n \cdot c_{ik} \cdot P_i} \cdot \nu_{ik} \quad (19)$$

$$1 - \frac{12 \cdot E \cdot \sum_{(r)} m \cdot c_{ik}^2 \cdot K_{ik}}{(r)}$$

$$\nu''_{ik} = C''_{Kr} \cdot \nu_{ik} = \frac{1}{h_r \cdot \sum_{(r)} n \cdot c_{ik} \cdot P_i} \cdot \nu_{ik} \quad (21)$$

$$1 - \frac{12 \cdot E \cdot \sum_{(r)} m \cdot c_{ik}^2 \cdot K_{ik}}{(r)}$$

$$\nu''_{ik} = C''_{Kr} \cdot \nu_{ik} = \frac{1}{h_r \cdot \sum_{(r)} c_{ik} \cdot P_i} \cdot \frac{-2 \cdot c_{ik} \cdot K_{ik}^\circ}{\sum_{(r)} c_{ik}^2 \cdot K_{ik}^\circ} \quad (21a)$$

$$1 - \frac{6 \cdot E \cdot \sum_{(r)} c_{ik}^2 \cdot K_{ik}^\circ}{(r)}$$

$$\nu''_{ik} = C''_{Kr} \cdot \nu_{ik} = \frac{1}{h_r \cdot \sum_{(r)} P_i} \cdot \frac{-3/2 \cdot K_{ik}}{\sum_{(r)} K_{ik}} \quad (21b)$$

$$1 - \frac{12 \cdot E \cdot \sum_{(r)} K_{ik}}{(r)}$$

Richard Klement

<sup>1)</sup> Ber. d. dtsh. Aussch. f. Stahlbau, Heft 20, Köln 1957.



# Richtlinien

für die Durchführung von

## Bauaufgaben des Bundes

im Zuständigkeitsbereich  
der Finanz-Bauverwaltungen

— RBBau —

Herausgegeben vom  
Bundesminister der Finanzen  
Bonn 1957

Grundwerk DM 3,95

Partiepreise für Abnahme von

15 Expl. je Expl. DM 3,75

50 Expl. je Expl. DM 3,55

Ergänzungs- und Austauschblätter  
je Blatt DM 0,06

VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN

Zu beziehen durch  
jede Buchhandlung

..... Expl. Einbanddecken für DIE BAUTECHNIK Jahrgang 1957  
Leinen DM 3,50

..... Expl. Einbanddecken für DER STAHLBAU Jahrgang 1957  
Leinen DM 3,50

..... Expl. Einbanddecken für Beton- und Stahlbetonbau  
Jahrgang 1957  
Leinen DM 3,50

Einbanddecken früherer Jahrgänge sind noch lieferbar.

.....  
Ort und Datum

.....  
Unterschrift



# **WÄLZLAGER IN EISENBAHNWAGEN UND DAMPFLOKOMOTIVEN**

50 Jahre Entwicklung  
bei der Deutschen Bundesbahn  
und ihren Vorgängern

Von Techn. Bundesbahn-Oberinspektor a. D.  
**ALFRED ILLMANN**

und Techn. Bundesbahnamtmann  
**HANS KURT OBST**

VIII, 184 S., mit 177 Bildern und 11 Zahlentafeln.  
DIN A 5. Brosch. DM 15,—. Leinen DM 18,—

**VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN**  
Berlin-Wilmersdorf, Hohenzollerndamm 169

Zu beziehen durch jede Buchhandlung

BUCHERZETTEL

An den

Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn

**Berlin - Wilmersdorf**  
Hohenzollerndamm 169

7 Pf.





## IM BRÜCKENBAU „ELLIRA“ SCHWEISSEN

### Das wirtschaftliche vollautomatische Hochleistungs-Schweißverfahren

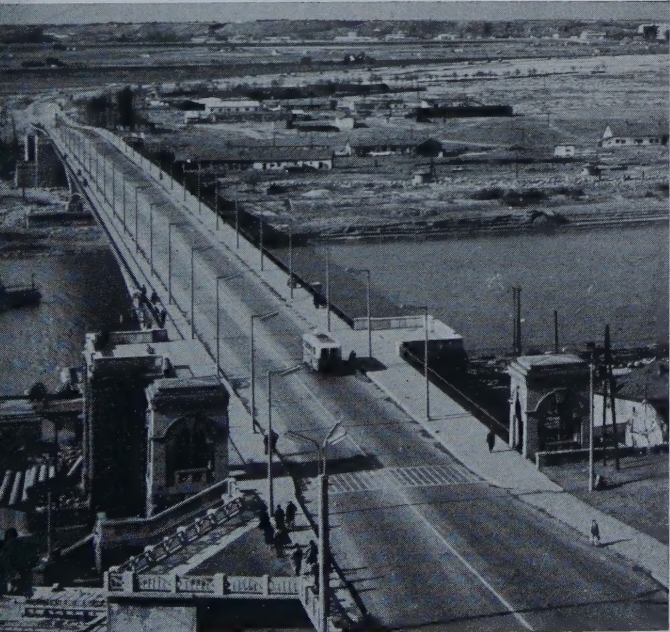
Zugel. von der Bundesbahn für Brückenbau an St 37 und 52 und für den Kessel- und Behälterbau mit Gütefaktor bis 1,0. Mehr als 10 der größten Brücken Europas wurden seit 1946 nach diesem Verfahren mit bedeutenden Vorteilen geschweißt.

Ausführliche Schilderung des Verfahrens in der Druckschrift St.

**Linde**

GESELLSCHAFT FÜR LINDE'S EISMASCHINEN  
AKTIENGESELLSCHAFT  
HÖLLRIEGELSKREUTH / MÜNCHEN

Die neue Brücke über die Save bei Belgrad



Bei ihrer Herstellung wurden auch die bewährten Linde-ELLIRA-Schweißgeräte verwendet.

## Bauenschutz

### CERINOL

Beton- und Mörtelzusätze  
Dichtungs- und Schnellbindemittel  
Betonverflüssiger Mischöl

### EUROLAN

Schutzanstrich für Beton  
und Eisen

Zugelassen b. d. Bundesbahn (A. I. B.)

### FRIGIDOL

Frostschutzmittel ermöglicht  
Beton-, Maurer- u. Verputzarbeiten  
bei jeder Kälte

**DEITERMANN**

CHEMISCHE WERKE DATTELN

Fernruf: Sa.-Nr. 21 87

## Alles für die Lichtbogenschweißung

- ★ **Schweißelektroden**  
für Verbindungsschweißungen an unlegierten und niedriglegierten Stählen
- ★ **Spezialelektroden**  
für jeden Sonderzweck und alle Materialqualitäten
- ★ **Schweißanlagen**  
für alle Ansprüche in Industrie und Handwerk
- ★ **Schweißautomaten**  
für verschiedene Schweißverfahren
- ★ **Drehvorrichtungen**  
zur Rationalisierung der Hand- und Automaten-Schweißung
- ★ **Ausrüstung und Zubehör**  
für Schweißer und Schweißplatz
- ★ **Reparaturdienst / Ersatzteile**

Bitte verlangen Sie  
Sonderprospekte



**Kjellberg-Esab GMBH**  
SOLINGEN





# FACH- *bücher* *und* *zeitschriften* FÜR

# STUDIUM UND PRAXIS



VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN  
BERLIN

Fordern Sie bitte unseren Sonderprospekt „Fachbücher und Fachzeitschriften für Studium und Praxis“ bei Ihrer Buchhandlung an





# HÜTTE

Des Ingenieurs Taschenbuch

Herausgegeben vom

**Akademischen Verein Hütte e.V., Berlin**

28., neubearbeitete Auflage.

Nachstehende Bände sind lieferbar:

## HÜTTE I

### Theoretische Grundlagen

XXIV, 1668 Seiten, 1409 Bilder, 725 Tafeln  
Ganzleinen DM 36,— Leder DM 45,60

Mit Daumeneinschnitten zum Aufschlagen der Kapitel und der zugehörigen Registerseite, sowie einem Stichwortverzeichnis mit 7700 alphabetisch geordneten Stichwörtern

## HÜTTE II A

### Maschinenbau (Teil A)

XXVIII, 1292 Seiten, 2024 Bilder, 406 Tafeln  
Ganzleinen DM 25,— Leder DM 34,—

Mit Daumeneinschnitten zum Aufschlagen der Kapitel und der zugehörigen Registerseite, sowie einem Stichwortverzeichnis mit 3000 alphabetisch geordneten Stichwörtern

## HÜTTE III

### Bautechnik

XXVIII, 1616 Seiten, 2344 Bilder, 286 Tafeln  
Ganzleinen DM 42,— Leder DM 51,—

Mit Daumeneinschnitten zum Aufschlagen der Kapitel und der zugehörigen Registerseite, sowie einem Stichwortverzeichnis mit 4350 alphabetisch geordneten Stichwörtern

## HÜTTE IV A

### Elektrotechnik (Teil A) Starkstrom- und Lichttechnik

XX, 946 Seiten, 2104 Bilder, 205 Tafeln  
Ganzleinen DM 39,— Leder DM 49,—

Mit Daumeneinschnitten zum Aufschlagen der Kapitel und der zugehörigen Registerseite, sowie einem Stichwortverzeichnis mit 4000 alphabetisch geordneten Stichwörtern

## HÜTTE V B

### Verkehrstechnik (Teil B) und Vermessungstechnik

XVI, 588 Seiten, 634 Bilder, 116 Tafeln  
Ganzleinen DM 56,— Leder DM 64,20

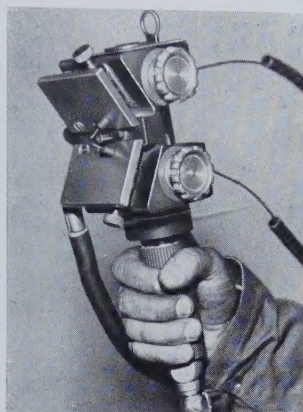
Mit Daumeneinschnitten zum Aufschlagen der Kapitel und der zugehörigen Registerseite, sowie einem Stichwortverzeichnis mit 2000 alphabetisch geordneten Stichwörtern

VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN · BERLIN

Zu beziehen durch jede Buchhandlung

# OSU - LICHTBOGEN SPRITZANLAGEN

das Neueste auf dem Gebiet der Metallspritztechnik mit



**5** FACHER  
LEISTUNG



Für Neufertigung  
Wiederherstellung  
Oberflächenveredlung  
Korrosionsschutz

**OSU MASCHINENBAU GMBH**  
Bochum, Langendreer 2, Postfach 358

Wir übernehmen  
die Planung, Konstruktion  
und Anfertigung  
von Montagegeräten


**DERRICK-  
KRANBAU**

**SCHMIDT**

**TYCHSEN**

**HAMBURG 23**





Kranbahnträger für 3 Magnetkräne mit je 7,5 t Tragkraft  
Spannweite: 40 m  
Gewicht: 38 t

Die hervorragenden statischen Eigenschaften des Stahlrohrs geben dem Konstrukteur die Möglichkeit, materialsparende und besonders wirtschaftliche Konstruktionen zu schaffen. Unsere Spezialisten schweißen alle Stahlrohrkonstruktionen aufbaufertig und beraten Sie gern bei Ihren Planungen.



**PHOENIX-RHEINROHR AG**  
VEREINIGTE HÜTTEN- UND RÖHRENWERKE DUSSELDORF